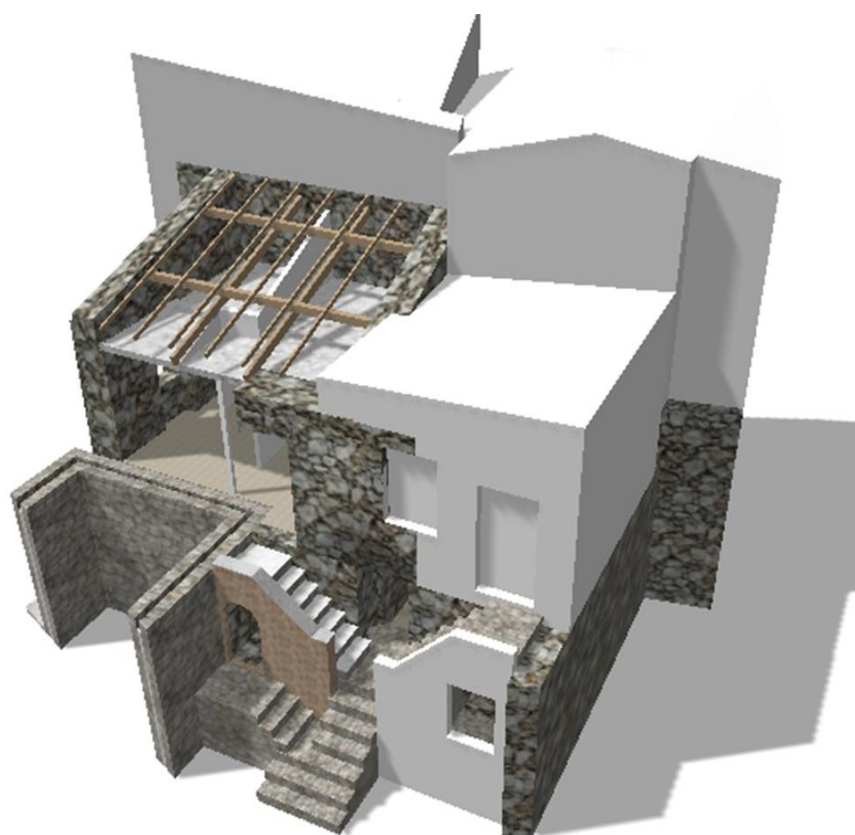


ANALISI SISMICA
valutazione della resistenza dei maschi murari
nell'edilizia esistente

Sant'Elia a Pianisi (CB)
centro storico

casa Marchitto



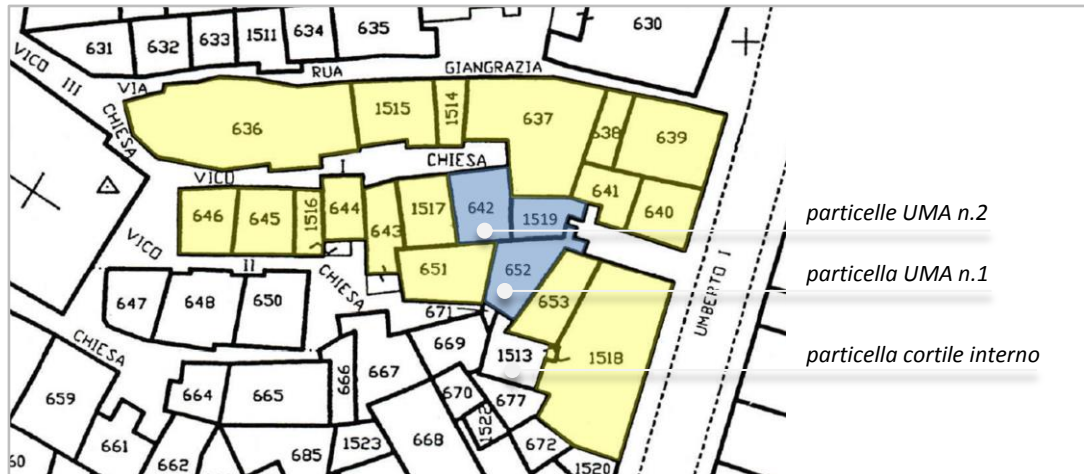
materiale divulgato dall'architetto Pietro Ciricillo
OAPPC-CB

12/04/2021

L'Aggregato edilizio

L'aggregato edilizio che racchiude le due UMA (colorate di blu) si raccoglie tra spazi di risulta, in particolare tra un vico e due cortili. I setti murari destinati maggiormente a opporsi all'azione orizzontale sono orientati verso nord-nord-est (setti murari scarichi o quasi scarichi).

In base alla normativa tecnica attuale¹, questi elementi più scarichi assolvono la funzione appena dichiarata mediante un'azione combinata con i setti murari portanti.



UMA - analisi della regolarità in pianta

La porzione di aggregato edilizio che intendo esaminare (unità strutturale d'interesse) dev'essere associata a due distinte unità minime. Queste UMA sono racchiuse in due distinti corpi di fabbrica, realizzati con l'ausilio di tipologie costruttive differenti. In particolare differiscono tra loro in base al modello d'impalcato. Tutti i piani orizzontali esaminati hanno massa a sufficienza e in alcuni casi l'aggiunta di profili che ne accrescono il comportamento rigido.

Dal contenuto delle NTC attuali (§7.2.1) si apprende che una costruzione deve specchiarsi, quanto più possibile, in una maglia regolare. Ciò comporta la necessità di assicurare alcune condizioni di partenza:

- Distribuzione di masse e rigidezze approssimativamente simmetriche rispetto a due direzioni ortogonali;
- Rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento < 4 ;
- Orizzontamento con rigidezza nel proprio piano tanto maggiore da rendere trascurabile la distribuzione dell'azione sismica (comportamento infinitamente rigido).

Nel caso in oggetto tutte le condizioni appena enunciate tendono a rivelarsi veritiere. Da un calcolo immediato si può costatare che:

$$\text{UMA.1-abitazione} \quad \frac{L_1}{B_1} = \frac{5.86}{5.73} = 1.02 < 4 \quad \text{vedi figure 1-3}$$

$$\text{UMA.1-abitazione-soppalco} \quad \frac{L_2}{B_2} = \frac{6.52}{6.27} = 1.04 < 4 \quad \text{vedi figure 1-3}$$

¹ Norme Tecniche per le Costruzioni e Circolare esplicativa (Decreto 17 gennaio 2018; C.S.LL.PP. n.7 del 21 gennaio 2019).

La porzione di UMA che accoglie i locali di deposito sottostanti il soppalco è racchiusa in un quadrilatero pari all'estensione del soppalco ($L_3/B_3 < 4$).

UMA.2-locale di deposito su ingresso $\frac{L_4}{B_4} = \frac{5.60}{4.66} = 1.20 < 4$ vedi figure 1-2

Come ultima verifica può risultare necessario identificare i locali deposito racchiusi in un unico rettangolo, in questo modo si ottiene:

UMA.2-locali C/2 $\frac{L_{C2}}{B_{C2}} = \frac{10.18}{\left(\frac{6.52+4.66}{2}\right)} = 1.82 < 4$

La conformazione quadrilatera quasi perfetta degli ambienti sottoposti a esame permette di affermare sin d'ora che anche le masse e rigidzze si dimostrano quasi simmetriche rispetto ad un sistema di assi cartesiani.

La regolarità in altezza² richiede tra l'altro che l'unità strutturale d'interesse si dimostri capace di resistere alle azioni orizzontali lungo tutta l'altezza della costruzione. Questa condizione richiede il calcolo combinatorio dei carichi gravitazionali in funzione della forza sismica³.

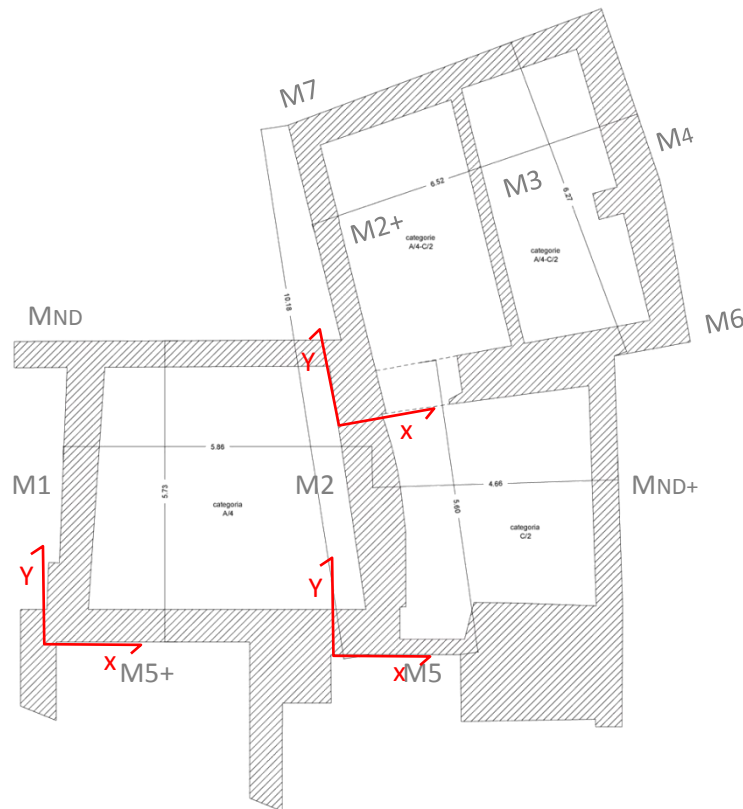


figura 1
rilievo CAD – schema edificato

² §C.7.2.1 - tra piani estremi: $(L_0 - L_i)/L_0 \leq 0.30$. Le unità d'analisi dimostrano di avere piani perfettamente allineati, privi di restringimenti (rapporto tra lunghezze uguale a zero).

³ Le norme tecniche per le costruzioni stabiliscono la seguente combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{K1} + \psi_{22} * Q_{K2}$$

Nella combinazione sismica ci si avvale di coefficienti di combinazione specifici, si ammette 0.30 nel caso di carico variabile e si considera nullo il carico accidentale (neve).

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

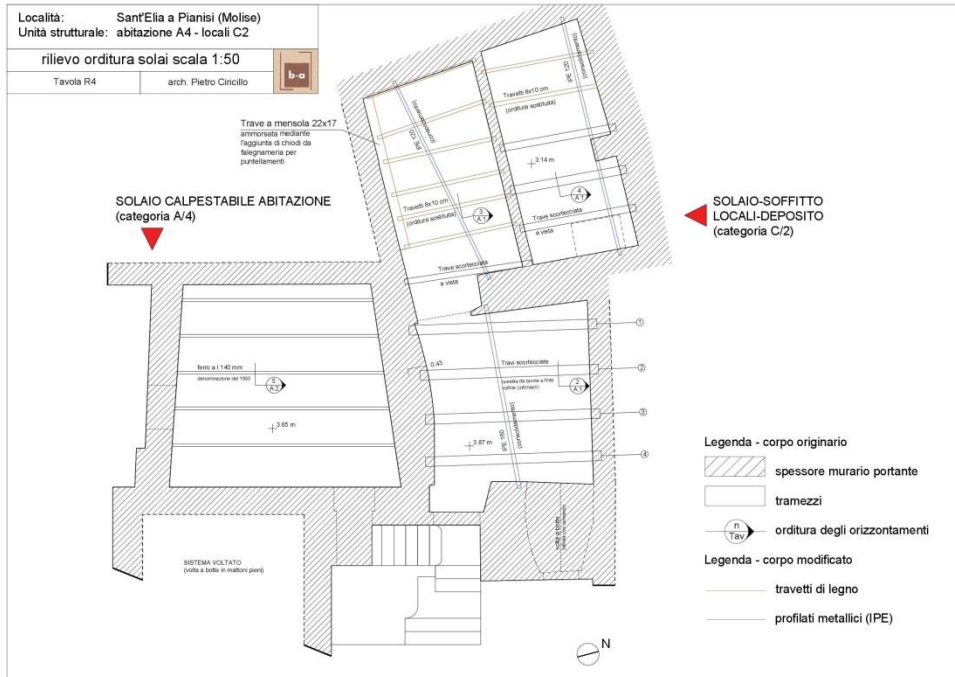


figura 2

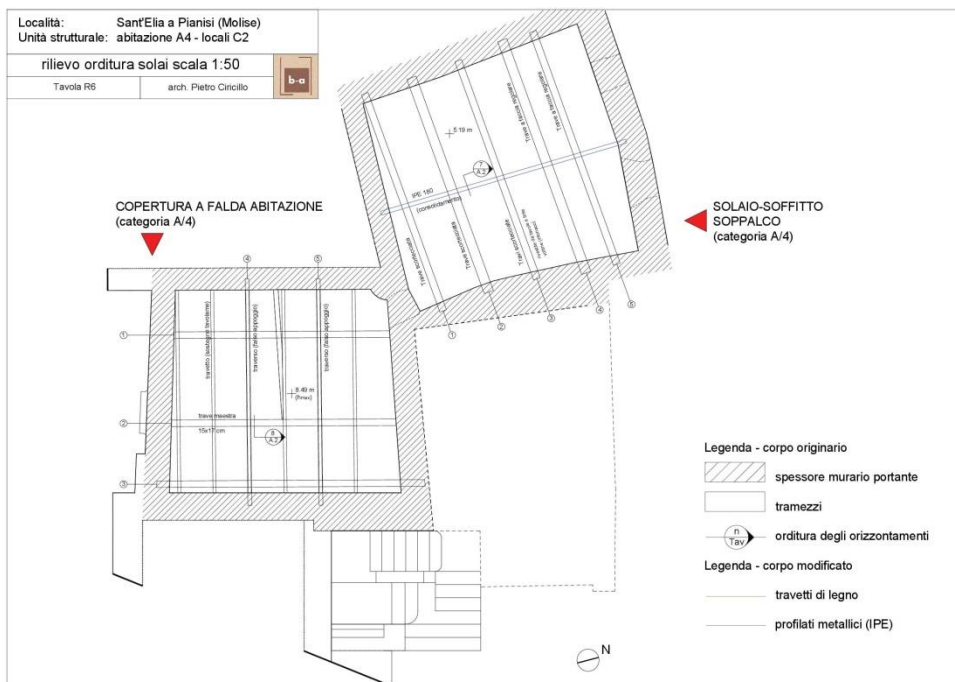


figura 3

MURATURA IRREGOLARE A DOPPIO PARAMENTO

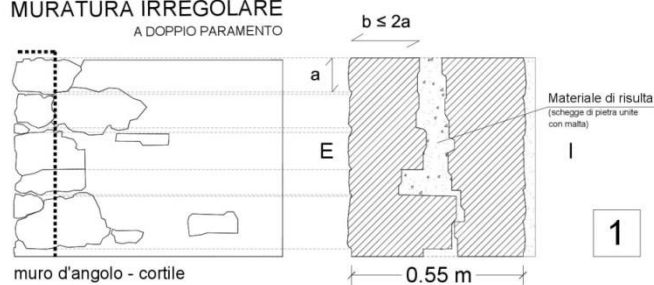


figura 4

1. Categoria sottosuolo-topografica

L'aggregato edilizio sottoposto a esame appartiene al centro storico del comune di Sant'Elia a Pianisi. La stratigrafia del territorio emerge da un'indagine geologica condotta dalla Regione Molise, con lo scopo di potenziare il Parco Eolico di Macchia Valfortore, Monacilioni, Pietracatella e Sant'Elia a Pianisi. Dai rilievi nel sito di Macchia Valfortore emerge quanto segue:

"il valore della Vs30 è di circa 385 m/s (...). Tale valore porta ad assegnare ai terreni investigati una categoria di suolo B"⁴

In un altro passaggio della relazione si ammette che tale valore è riconducibile a tutta la zona investigata. Ne consegue che anche per le nostre unità minime di analisi è da ritenersi attendibile il valore espresso dall'indagine.

Dal rilievo geometrico è stato possibile ricostruire l'andamento delle quote altimetriche di zona. L'andamento rivela una pendenza del 12,5%, riconducibile a un triangolo rettangolo con angolo di 7°. Lungo la direttrice di massima pendenza è possibile raggiungere anche i 10°.

Dal riepilogo dei dati emerge quanto segue:

Tabella 3.2.II	Categorie del sottosuolo	
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	
Tabella 3.2.IV	Espressioni di Ss e Cc	
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 * F_0 * \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 * (T_c^*)^{-0.20}$
Tabella 3.2.III	Categorie topografiche	
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
Tabella 3.2.V	Ubicazione dell'opera e St	
T1	-	1.0

2. Vita nominale e parametri sismici della struttura in base alla località

Nel caso di edilizia esistente occorre considerare una vita nominale ridotta (<50). L'edificio ha già raggiunto e superato la vita nominale che per consuetudine si attribuisce a un edificio nuovo.

Da alcuni calcoli in merito all'accelerazione di picco della struttura si attribuisce all'edificio un tempo di ritorno (TR) pari a 110 anni e una vita nominale (VN) di 11,6 anni:⁵

Zona geografica	Stati limite	T_R	a_g/g	F_0	T_c^*
SANT'ELIA A PIANISI (corso Umberto I)	SLV	110	0.1132	2.4967	0.3226

⁴ Tratto dalla relazione geologica intitolata *Potenziamento del parco eolico di Macchia Valfortore-Monacilioni-Pietracatella-Sant'Elia a Pianisi*, progetto definitivo, committente ERG Wind 4, Regione Molise, dicembre 2018.

⁵ I parametri si ottengono per interpolazione di quattro punti del reticolo di riferimento (mappa sismica del territorio nazionale) presentati nell'allegato A del decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (ex NTC). I parametri conclusivi sono stati acquisiti mediante software d'ingegneria (Spettri Win, IngegneriaSoft.com).

3. Calcolo dei parametri S_s , C_c e dei periodi dello spettro

Per verificare la categoria di sottosuolo si procede nel sostituire all'espressione matematica per il calcolo di S_s i valori trovati secondo lo Stato Limite di Vita (SLV):

$$\text{categoria B} \quad S_s = 1.40 - (0.40 * 2.497 * 0.113) = 1.287 \quad 1.29 > 1.20$$

$$\text{categoria C} \quad S_s = 1.70 - (0.60 * 2.497 * 0.113) = 1.53 \approx 1.50$$

Ne consegue che la categoria di sottosuolo prescelta (B) non si dimostra quella più veritiera. Occorre pertanto attribuire all'analisi una categoria di sottosuolo C (depositi di terreni a grana grossa, con velocità delle onde di taglio comprese tra 180 e 360 m/s).

Ultimando l'operazione di calcolo corrispondente a C_c si ottiene quanto segue:

$$\text{categoria C} \quad C_c = 1.05 * (T_C^*)^{-0.33} = 1.05 * (0.323)^{-0.33} = 1.524$$

Questi valori accorrono nell'identificazione degli altri periodi (T_B , T_C , T_D), e tutti i parametri si rivelano utili per identificare S_d (spettro di progetto). Procedendo secondo norma si ottiene quanto segue (§3.2.3.2.1):

$$\text{coefficiente categoria di sottosuolo} \quad S = S_S * S_T = 1.50 * 1.0 = 1.50$$

$$\text{periodo inizio-tratto "v" COST} \quad T_C = C_C * T_C^* = 1.524 * 0.323 = 0.49$$

$$\text{periodo inizio-tratto "a" COST} \quad T_B = \frac{T_C}{3} = \frac{0.49}{3} = 0.1633$$

$$\text{periodo inizio-tratto spostamento COST} \quad T_D = 4.0 * \frac{a_g}{g} + 1.6 = (4 * 0.113) + 1.6 = 2.052$$

Procedendo occorre determinare anche il periodo proprio di vibrazione (T_1) attribuibile all'edificio. Le norme tecniche attuali hanno modificato l'espressione, rimettendo il calcolo all'effetto di spostamento unitario laterale che la struttura prevede nel punto più alto e in combinazione con i carichi gravitazionali⁶.

La Circolare esplicativa del 2019 considera la possibilità di adoperare in via "di prima approssimazione" l'espressione semplificata:

$$T_1 = C_1 * (H)^{\frac{3}{4}} \quad \text{con } C_1 = 0.050 \text{ nel caso di muratura}$$

La stessa Circolare rimanda poi all'ultima espressione indicata nelle norme tecniche del 2018 [7.3.6], nel caso in cui si decida di tener conto dell'effettiva rigidità laterale della struttura. Tale espressione matematica si dimostra più affidabile rispetto alla precedente formulazione.

Questa espressione consente di calcolare il periodo proprio di vibrazione in base allo spostamento (d). Nel calcolarlo si tiene conto dell'azione indotta dal peso dell'impalcato posto nel punto più alto dell'edificio. La formula è la seguente:

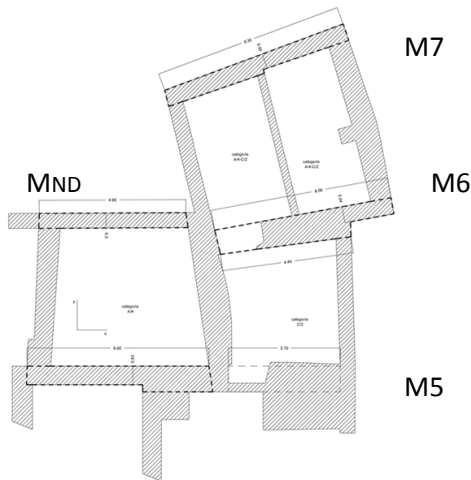
$$T_1 = 2\sqrt{d} \text{ [sec]} \quad \text{con} \quad \delta = \frac{F}{K}; \quad d = \delta/g$$

⁶ Nel caso di muratura devo fare alcune precisazioni riguardo allo schema-telaio (shear type) da esaminare:

- Il setto su cui imporre l'analisi è quello meno carico, ortogonale, ritenuto con maggiore funzione di contrasto alle azioni orizzontali;
- Il setto da prendere a modello è ottenuto sulla media delle grandezze dei setti operanti in parallelo e appartenenti alla stessa unità minima d'analisi;
- La combinazione di carico gravitazionale è riferita alla [2.5.7]: $G_1 + G_2 + \psi_{2j} * Q_{kj}$
- L'azione orizzontale è l'espressione ridotta: $F_h = w * \lambda/g$

F esprime il peso del solaio secondo combinazione sismica [2.5.7], K esprime la rigidezza del setto murario preso a modello. Se si dimostra $T_1 < 2,5 * T_C$ oppure $T_1 < T_D$ [§7.3.3.2] allora si può condurre avanti l'esame delle azioni orizzontali attraverso un'analisi statica lineare. In conformità a quanto espresso finora emergono i seguenti risultati:⁷

UMA	Metodo	Setti murari	calcolo numerico	T_1
1	Semplificato (2008)	MND-M5	$0.05 * (7.75)^{\frac{3}{4}}$	0.23s
	Avanzato (2018)	(abitazione)	$K = 1963; F = 640; \delta = \frac{F}{K} = 0.32 \text{ cm}$	0.36s ⁸
2	Semplificato (2008)	M6-M7	$0.05 * (7.50)^{\frac{3}{4}}$	0.23s
	Avanzato (2018)	(locale-deposito)	$K = 4468; F = 2805; \delta = \frac{F}{K} = 0.63 \text{ cm}$	0.50s



Schema dei setti strutturali in direzione x

L'immagine ritrae l'estensione di massima dei setti murari ortogonali in direzione x. Il loro compito principale consiste nel contrastare l'azione orizzontale.

In questa fase preliminare il setto esaminato è ottenuto su media delle dimensioni dei setti di ogni UMA.

La forza orizzontale è eguagliata allo spostamento che interessa il setto idealizzato, in funzione dei soli carichi agenti ($F = w * \lambda/g$). L' λ vale 0.85.

La rigidezza del setto è: $K = \frac{1}{\frac{h^3}{12EJ} + \chi * \frac{h}{GA}}$ $[\frac{daN}{cm} \rightarrow \frac{K}{100} = \frac{kN}{cm}]$

In merito all'UMA.1, destinata ad abitazione, si ricava dai calcoli un periodo proprio di vibrazione minore di $2.5 * T_C$ (1,23). Questo dato consente di stabilire che la valutazione può essere condotta secondo **analisi statica lineare**.

In merito all'UMA.2, destinata a locale-deposito, si riscontra utile ai fini del calcolo considerare la sola porzione inquadrata dai setti M6 e M7 (UMA.2.2). In questa parte il solaio ultimo di copertura prevede, con buona approssimazione, travi di legno che poggiano sui setti ortogonali. Il setto da prendere a modello prevede un'altezza media di c.a. 2.30 metri.⁹

Dai calcoli emerge un valore del periodo proprio di vibrazione della costruzione minore di $2.5 * T_C$, ciò consente di eseguire anche per l'UMA.2 un' **analisi statica lineare**.

⁷ Il setto murario indagato prevede una resistenza a compressione riconducibile a quella dei modelli 003 e 004 descritti nella relazione (vedi abaco murature, Regione Toscana). In via cautelativa si assegna alla muratura un $f_{m,k}$ compreso tra 10 e 20 daN/cm². Le prestazioni minime ammettono: $E=1000 * f_k=10000 \text{ daN/cm}^2$; $G=0.4 * E=4000 \text{ daN/cm}^2$. In alternativa i dati possono riferirsi alla 2^a tipologia indicata nella tabella C8.5.I della Circolare 2019.

⁸ L'analisi dello spostamento è stata condotta in direzione x, presumendo un setto ortogonale d'interpiano alto 4,35 metri, con $L=(6+4.9/2)=5,45\text{m}$ e $t=(0.63+0.5/2)=0,57\text{m}$. Il carico d'incidenza, di copertura, è pari a 7,50 kN [$G_1 + G_2 + 0.3 * Q_{VAR}$], trasformato: $7.5 * 0.85 = 6.4 \rightarrow 640 \text{ kN/cm}$. La stessa valutazione ricondotta a un setto-modello posizionato in direzione y (portante) consente di ammettere un carico gravitazionale $F=10 \text{ kN}$, trasformato: $10 * 0.85 = 8.5 \rightarrow 850 \text{ kN/cm}$. Si ottiene un $\delta = 0.51 \text{ cm}$ e un $T_1 = 2\sqrt{0.51/g} = 2\sqrt{0.051} = 0.45\text{s}$. L'ultimo caso può essere valutato secondo analisi statica lineare perché si dimostra verificato: $T_1 < 2.5T_C = 1.23$.

⁹ Il carico del solaio di copertura prevede travi di quercia, travetti, tavolame con soletta e coppi. La fascia di carico ricadente sui setti murari posti in direzione x è di 33 kN (su 12 m²). La fascia di carico minore, di 5 kN, riguarda i setti murari posti in direzione y. L'altezza dei setti M2+ e M4 è di c.a. 1,70 metri.

4. Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali $S_e(T_1)$

I calcoli consentono di affermare che l'UMA.1 ammette un valore di T_1 compreso tra i valori di T_B e T_C . L'UMA.2 ammette valori superiori. Ne consegue che (allo SLV):¹⁰

$$[3.2.2] \quad T_B \leq T_1 < T_C \quad S_e(T_1) = a_g * S * \eta * F_0$$

$$\text{UMA.1:} \quad S_e(T_1) = 0.113 * 1.50 * 0.29 * 2.49 = 0.12g$$

$$T_C \leq T_1 < T_D \quad S_e(T_1) = a_g * S * \eta * F_0 * \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$\text{UMA.2 - direzione } x^{11}: \quad S_e(T_1) = 0.113 * 1.50 * 0.29 * 2.49 * \left(\frac{0.49}{0.50}\right) = 0.119g$$

$$\text{UMA.2 - direzione } y^{12}: \quad S_e(T_1) = 0.113 * 1.50 * 0.29 * 2.49 = 0.12g$$

5. Fattore di comportamento e fattore η

Il fattore di comportamento definisce lo spettro di progetto dell'azione sismica. Il limite superiore di tale fattore è dato dalla seguente formula convenzionale:

$$q_{lim} = q_0 * K_R$$

Nel caso in questione una muratura ordinaria in pietra naturale e appartenente a un edificio esistente richiede (§C8.5.5.1 – circolare 2019):

- un valore base per il fattore di comportamento allo SLV. Sulla base del tipo di costruzione e del comportamento poco dissipativo (CD" B") si ottiene:

$$q_0 = 2.0 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad \text{con } \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.70 \quad [\text{\$7.8.1.3}]$$

- un fattore dipendente dalle caratteristiche di regolarità in altezza dell'edificio, pari a 1,0 nel caso in questione.

Sostituendo i valori numerici alle lettere si ottiene quanto segue:

$$q_{lim} = 2.0 * 1.70 * 1.0 = 3.40$$

Il fattore di comportamento può richiedere un calcolo differente nel caso in cui, nella progettazione agli SLV, il suo valore si rivela essere superiore a 2,50 [§C.7.3.1]. In tal caso occorre considerare anche gli effetti di plasticizzazione indotti dall'azione orizzontale sull'edificio. Nel caso in oggetto, in conformità ai calcoli allo SLD¹³, non si riscontrano effetti di danno.

Il parametro η esprime il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi (ξ). In modo semplificato tale fattore può essere ricondotto all'inverso del fattore di comportamento.¹⁴ Nel caso in questione vale:

$$\eta \rightarrow \frac{1}{q} = \frac{1}{3.40} = 0.294$$

¹⁰ $S_d(T)$ deve assumersi $\geq 0.2a_g$. Nel caso in oggetto si ha: $0.12 > 0.2 * 0.113 = 0.023$. La condizione di base espressa nel paragrafo 3.2.3.5 delle NTC2018 è soddisfatta.

¹¹ Dai calcoli si ottiene un periodo proprio di vibrazione (T_1) pari a 0,50s, maggiore di T_C e minore di T_D .

¹² Dai calcoli si ottiene un periodo proprio di vibrazione (T_1) pari a 0,20s, maggiore di T_B e minore di T_C .

¹³ SLD: $S = S_s * S_T = (1.6175 * 1.0 = 1.62) - C_c = 1.05 * (T_c^*)^{-0.33} = 1.05 * (0.30)^{-0.33} = 1.49$ - $T_c = C_c * T_c^* = 1.49 * 0.30 = 0.45$ - $T_D = 4.0 * \frac{a_g}{g} + 1.6 = (4 * 0.0586) + 1.6 = 1.83$ - UMA.1-2: $T_1 < 2.5T_c = 1.13$ (analisi lineare).

¹⁴ Il paragrafo 3.2.3.5 delle norme tecniche attuali consente di sostituire $1/q$ al fattore η nel qual caso le verifiche agli SLV non sono effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali (con analisi lineare, statica o dinamica).

6. Spinta sismica totale (F_h)

L'azione orizzontale che agisce sulla struttura può essere calcolata ricorrendo alla seguente formula:

$$F_h = W * \frac{S_e(T_1)}{g} * \lambda$$

λ	0.85	se $T_1 < 2T_c$ e costruzione con almeno tre orizzontamenti
	1	tutti gli altri casi

Il peso sismico complessivo della costruzione (W) va ricondotto a ogni piano e si considera il carico gravitazionale degli impalcati (combinazione sismica) unito a quello dei setti murari. Le due unità minime d'analisi richiedono un identico coefficiente λ (0.85).

Segue una tabella riepilogativa dei suddetti elementi, suddivisa per piani e setti di scarico.

CARICHI SOLAIO COPERTURA – UMA.1				
setto	fascia/e	area d'influenza	calcolo combinazione sismica [2.5.7]	carico ¹⁵
M1	S7a	7.22 m ² - tavola T5	$1.51 + [0.98 + (0.5 * 0.3)] * 7.22$	10 kN
M2	S7b	7.15 m ² - tavola T5	$1.50 + [0.98 + (0.5 * 0.3)] * 7.15$	10 kN
MND	F7a/2-F7c	5.36 m ² - tavola T5	$1.75 + [0.98 + (0.5 * 0.3)] * 5.36$	8 kN
M5(M5+)	F7a/2	3.90 m ² - tavola T5	$1.64 + [0.98 + (0.5 * 0.3)] * 3.90$	6 kN
Totale peso sismico solaio di copertura – UMA.1				34 kN

CARICHI MURATURA del solaio copertura – UMA.1			
nome setto	peso [kN/m ³]	volume muratura [m ³]	carico muratura [kN]
M1	22	$5.91m^2 * 0.55 = 3.25$	71.50
M2		$6.00m^2 * 0.63 = 3.78$	83.16
MND		$(5.20 * 2.00) * 0.50 = 5.20$	114.40
M5+ (con M5)	22	$(5.32 * 0.54) * 0.63 = 1.81$	39.82
Totale peso muratura - solaio-copertura (peso/2)			308.90 kN

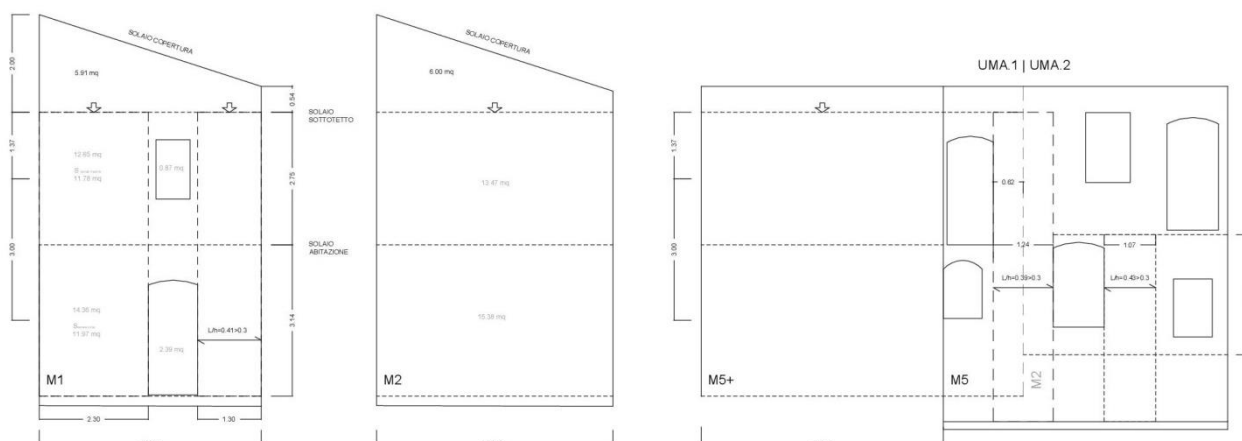


Figura 5 – schema setti murari resistenti | UMA.1 - UMA2.1

¹⁵ L'analisi è condotta per abitudine sulla base di un solaio orientato in orizzontale, la sua inclinazione (18°) consente di rimediare all'errore aumentando il valore del 5%.

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

CARICHI SOLAIO SOTTOTETTO – UMA.1				
setto	fascia/e	area d'influenza	calcolo combinazione sismica [2.5.7]	carico
M1	S5	9.16m ² - tavola T4	$0.81 + [1.76 + (0.50 * 0.3)] * 9.16 + 0.36$	18.66
M2	S5	9.26m ² - tavola T4	$0.81 + [1.76 + (0.50 * 0.3)] * 9.26 + 0.36$	18.86
MND	F5a	2.04m ² - tavola T4	$[1.76 + (0.50 * 0.3)] * 2.04$	3.90
M5+	F5b	2.44m ² - tavola T4	$[1.76 + (0.50 * 0.3)] * 2.44$	4.70
Totale peso sismico solaio del sottotetto – UMA.1				46.12 kN

CARICHI MURATURA del sottotetto– UMA.1			
nome setto	peso [kN/m ³]	volume muratura [m ³]	carico muratura [kN]
M1	22	$(3.60 * 1.37)m^2 * 0.55 = 2.70$	59.68
M2		$(4.90 * 1.37)m^2 * 0.73 = 4.90$	107.81
MND		$(5.20 * 1.37)m^2 * 0.50 = 3.56$	78.36
M5+		$(5.00 * 1.37)m^2 * 0.63 = 4.32$	94.94
Totale peso muratura - solaio-sottotetto			340.79 kN

CARICHI SOLAIO CALPESTABILE ABITAZIONE – UMA.1				
setto	fascia/e	area d'influenza	calcolo combinazione sismica [2.5.7]	carico
M1	S1	9.49m ² - tavola T3a	$1.43 + [4.21 + (2.00 * 0.3)] * 9.49$	47.08
M2	S1	9.46m ² - tavola T3a	$1.43 + [4.21 + (2.00 * 0.3)] * 9.46$	46.93
MND	F1a	0.73m ² - tavola T3b	$[4.21 + (2.00 * 0.3)] * 0.73$	3.50
M5+	F2b	2.26m ² - tavola T3b	$[4.21 + (2.00 * 0.3)] * 2.26$	10.90
Totale peso sismico solaio dell'abitazione– UMA.1				108.40 kN

CARICHI MURATURA del solaio-abitazione– UMA.1			
nome setto	peso [kN/m ³]	volume muratura [m ³]	carico muratura [kN]
M1	22	$(3.60 * 3.00)m^2 * [(0.6 + 0.7)/2] = 7.00$	154.00
M2		$(4.90 * 3.00)m^2 * 0.73 = 10.73$	236.00
MND		$(5.20 * 3.00)m^2 * 0.50 = 7.80$	171.60
M5+		$(5.00 * 3.00)m^2 * 0.63 = 9.45$	207.90
Totale peso muratura - solaio-abitazione			769.50 kN

Dalle tabelle-UMA.1 si ammette in definitiva quanto segue:

PESO SISMICO COMPLESSIVO – UMA.1 con altezze di solaio separate ¹⁶			
Livello-piano	Peso sismico [W _i]	Altezza [h _i] ¹⁷	carico [W _i * h _i]
copertura	343 kN	$[(2.00 + 0.54)/2] + 2.75 + 3.14 = 7.16m$	2456

¹⁶ Nel calcolo i carichi sono identificati sulla base dei tre solai che intervengono nell'unità minima d'analisi. Questo vuol dire che il piano di copertura e il sottotetto tendono ad avere un comportamento discordante (separato).

¹⁷ Le altezze dell'unità minima d'analisi n.1 sono racchiuse nell'immagine riguardante la ripartizione dei carichi dei setti murari M1, M2, M5+ (figura 5).

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

sottotetto	386.91 kN	2.75 + 3.14 = 5.89m	2279
solaio abitazione	877.90 kN	3.14m	2757
Totale (W*h) – UMA.1			7492 kN

PESO SISMICO COMPLESSIVO – UMA.1_con altezze raccolte ¹⁸			
Livello-piano	Peso sismico [W _i]	Altezza [h _i]	carico [W _i * h _i]
Copertura con sottotetto	343	0.71 + 2.75 + 3.14 = 6.60m	4817
	386.91		
solaio abitazione	877.90 kN	3.14m	2757
Totale (W*h) – UMA.1			7574 kN

Si procede con il calcolo della spinta sismica totale per l'UMA.1:

$$F_h = W * \frac{S_e(T_1)}{g} * \lambda = 1608 * 0.12g * 0.85 = 164 \text{ kN}$$

La spinta ai vari livelli di piano risulta:

$$F_2 = \frac{F_h * z_i * W_i}{\sum z_j * W_j} = \frac{164 * 4817}{7574} = 104 \text{ kN}$$

$$F_1 = \frac{F_h * z_i * W_i}{\sum z_j * W_j} = \frac{164 * 2757}{7574} = 60 \text{ kN}$$

Lo schema che se ne deduce assume le dimensioni ideali che scaturiscono dall'unione di comportamento dei due setti murari (MND e M5+).

In una prima analisi si è deciso di calcolare l'azione orizzontale in copertura (F₃) associandola ad un'altezza media tra la linea di colmo e quella di gronda. In un'analisi successiva si è deciso di trovare il baricentro geometrico della figura che racchiude il carico sismico dei solai ultimi. Quest'ultima condizione permette di identificare le forze agenti entro uno schema triangolare. L'esito dei risultati è tradotto nel seguente schema riepilogativo.

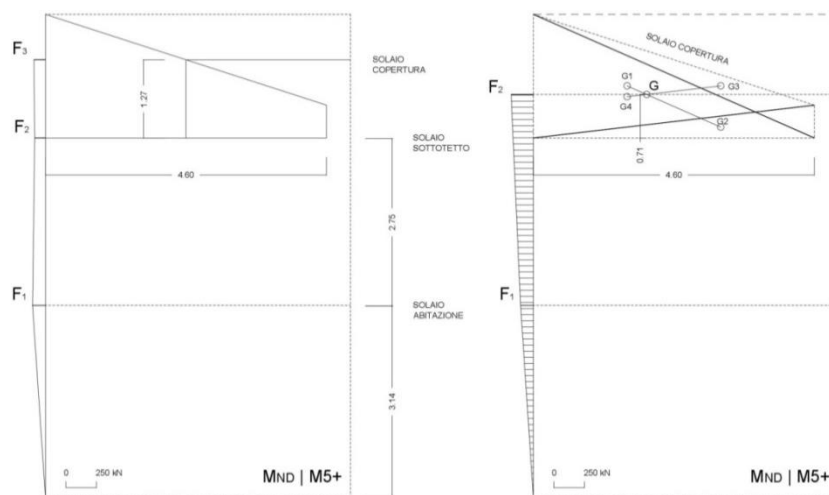


Figura 6 – schema spinta sismica UMA.1

¹⁸ Nella tabella si ammette la condizione che il solaio di copertura e quello del sottotetto agiscono all'unisono (in forma compatta). Questo modo di procedere consente di identificare una sola azione al piano ideale, agente nel baricentro della superficie trapezoidale visibile nello schema del setto murario M1.

Proseguendo l'analisi dell'unità minima n.2 occorre dividerla in due sotto-unità. La prima sotto-unità (UMA.2.1) considera gli ambienti che si sviluppano in altezza sopra il locale-deposito raccolto tra i setti murari M5 e M6. La seconda sotto-unità (UMA.2.2) considera gli ambienti posti su tre piani fuori-terra e raccolti tra i setti murari M6 e M7.

Segue l'identificazione dei pesi sismici delle rispettive sotto-unità.

CARICHI SOLAIO COPERTURA – UMA.2.1				
setto	fascia/e	area d'influenza	calcolo combinazione sismica [2.5.7]	carico
M2	--	7.13m ²	$1.85 + [3.50 + (0.50 * 0.3)] * 7.13$	28
MND+	--	7.13m ²	$1.85 + [3.50 + (0.50 * 0.3)] * 7.13$	28
M5a, b	--	Muratura scarica	0.00	0.00
M6a	--	1.20m ²	$[3.50 + (0.50 * 0.3)] * 1.20$	4.40
M6b	--	Muratura scarica	0.00	0.00
Totale peso sismico solaio copertura– UMA.2.1				60.4¹⁹ kN

CARICHI MURATURA della copertura– UMA.2.1			
nome setto	peso [kN/m ³]	volume muratura [m ³]	carico muratura [kN]
M2	22	$(4.90 * 2.14)m^2 * 0.73 = 7.65$	168.30
MND+		$(4.40 * 2.14)m^2 * 0.50 = 4.71$	103.60
M5a		$(1.24 * 2.14)m^2 * 0.70 = 1.86$	40.90
M5b		0.00	0.00
M6a		$(1.30 * 2.14)m^2 * 0.54 = 1.50$	33.00
M6b		$(2.10 * 2.14)m^2 * 0.54 = 2.43$	53.00
Totale peso muratura - solaio-copertura (peso/2)			398.80 kN

L'immagine seguente ritrae lo schema dei setti murari resistenti, di riferimento per l'UMA.2.

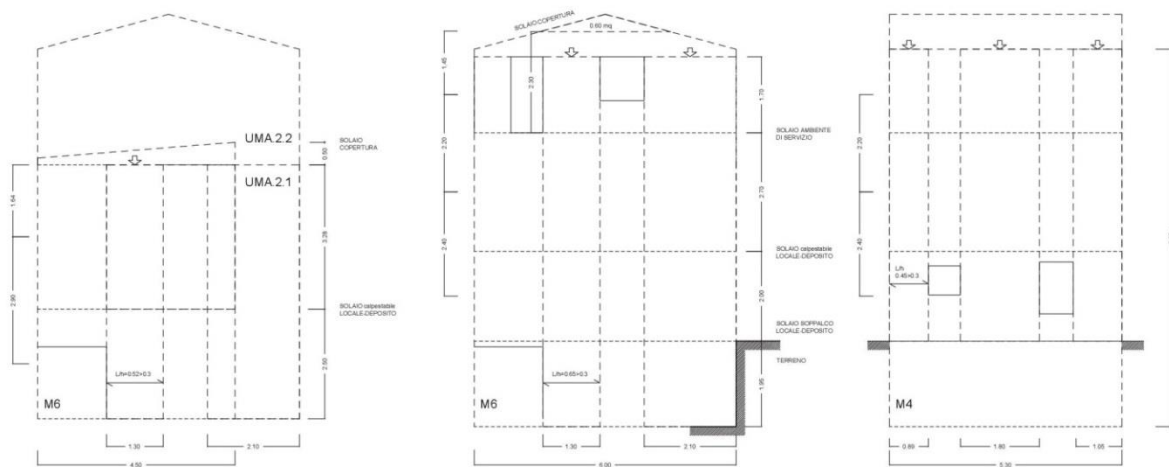


Figura 7 - schema setti murari resistenti |UMA.2.1 - UMA.2.2

¹⁹ Il solaio di copertura prevede sicuramente travi di quercia a sezione circolare, inserite in finte voltine, sormontate da un rivestimento di tavolame guainato e coppi (G1→1.85; G2→3.50).

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

CARICHI SOLAIO CALPESTABILE - soffitto LOCALE-DEPOSITO – UMA.2.1 ²⁰				
setto	fascia/e	area d'influenza	calcolo combinazione sismica [2.5.7]	carico
M2	S2a, F2a	4.24m ² - tavola T3a	$[0.69 + (5.62 + (2.00 * 0.3) * 4.24)] + 1.93$	29.00
MND+	S2b	6.01m ² - tavola T3a	$0.95 + (5.62 + (2.00 * 0.3) * 6.01$	38.34
M5a	--	Muratura scarica	0.00	0.00
M5b	F2b/2	2.00m ² - tavola T3b	$0.60 + 0.65 + 5.62 + (2.00 * 0.3) * 2.00$	13.69
M6a	F2b/2	2.00m ² - tavola T3b	$0.60 + 0.65 + 5.62 + (2.00 * 0.3) * 2.00$	13.69
M6b	--	Muratura scarica	0.00	0.00
Totale peso sismico solaio soffitto– UMA.2.1				94.72 kN

CARICHI MURATURA del solaio soffitto del locale deposito– UMA.2.1			
nome setto	peso [kN/m ³]	volume muratura [m ³]	carico muratura [kN]
M2	22	$(4.90 * 2.90)m^2 * 0.73 = 10.37$	228.14
MND+		$(4.40 * 2.90)m^2 * 0.50 = 6.38$	140.36
M5a		$(1.24 * 1.00)m^2 * 0.70 = 0.87$	19.00
M5b		$(1.07 * 1.00)m^2 * 0.70 = 0.75$	16.50
M6a		$(1.30 * 2.90)m^2 * 0.70 = 2.64$	58.00
M6b		$(2.10 * 2.90)m^2 * 0.70 = 4.26$	93.80
Totale peso muratura - solaio-soffitto			555.80 kN

Dalle tabelle-UMA.2.1 si ammette in definitiva quanto segue:

PESO SISMICO COMPLESSIVO – UMA.2.1			
Livello-piano	Peso sismico[W _i]	Altezza [h _i] ²¹	carico [W _i * h _i]
copertura	459.20 kN	$0.50 + 3.28 + 2.50 = 6.28m$	2884
solaio-soffitto	650.50 kN	2.50m	1626
Totale (W*h) – UMA.2.1			4510 kN

Si procede con il calcolo della spinta sismica totale per l'UMA.2.1²²:

$$F_h = W * \frac{S_e(T_1)}{g} * \lambda = 1110 * 0.12g * 0.85 = 113 \text{ kN}$$

La spinta ai vari livelli di piano risulta:

$$F_2 = \frac{F_h * z_i * w_i}{\sum z_j * w_j} = \frac{113 * 2884}{4510} = 72 \text{ kN}$$

$$F_1 = \frac{F_h * z_i * w_i}{\sum z_j * w_j} = \frac{113 * 1626}{4510} = 41 \text{ kN}$$

²⁰ Il solaio prevede travi scortecciate in legno di quercia inserite in finte voltine (vedi tavola A1, particolare 2).

²¹ Le altezze dell'unità minima d'analisi n.2.1 sono racchiuse nell'immagine riguardante la ripartizione dei carichi del setto murario M6. Il setto resistente M5 interviene solamente nel piano di solaio-soffitto del locale-deposito (figura 7).

²² L'unità minima n.2.1 prevede in sommità e in direzione x un modello di setto resistente pari a 3,00x0,54 metri quadrati in pianta e un'altezza di c.a. 4,00 metri. La sua rigidezza equivale a 926. Ammesso che sopporta un leggero carico di fascia della copertura (c.a. 4x0.85=3,40→340), il valore del periodo proprio di vibrazione (T₁) risulta pari a 0,38s (→T_B ≤ T₁ ≤ T_C). Ne consegue che lo spettro elastico continua a valere 0,12g.

La stessa procedura può essere condotta anche orientando il calcolo dello spettro elastico nella direzione y, ottenendo quanto segue²³:

$$F_h = W * \frac{S_e(T_1)}{g} * \lambda = 1110 * 0.08g * 0.85 = 75.5 \text{ kN}$$

$$F_2 = \frac{F_h * z_i * w_i}{\sum z_j * w_j} = \frac{76 * 2884}{4510} = 49 \text{ kN}$$

$$F_1 = \frac{F_h * z_i * w_i}{\sum z_j * w_j} = \frac{76 * 1626}{4510} = 27 \text{ kN}$$

L'esito dei risultati consente di affermare che i setti murari che ricevono maggiore spinta sono anche i meno carichi. Le pareti poste in direzione y ricevono di conseguenza una minore azione orizzontale, confermando che ogni successivo studio può rivelarsi di maggiore impatto se condotto sui setti murari del primo genere.

Seguono due schemi riassuntivi della spinta sismica dimensionata ai vari livelli dell'unità minima d'analisi n.2.1; lo schema di sinistra, analizzato in direzione x (Se=0.18g), riguarda i setti più scarichi.

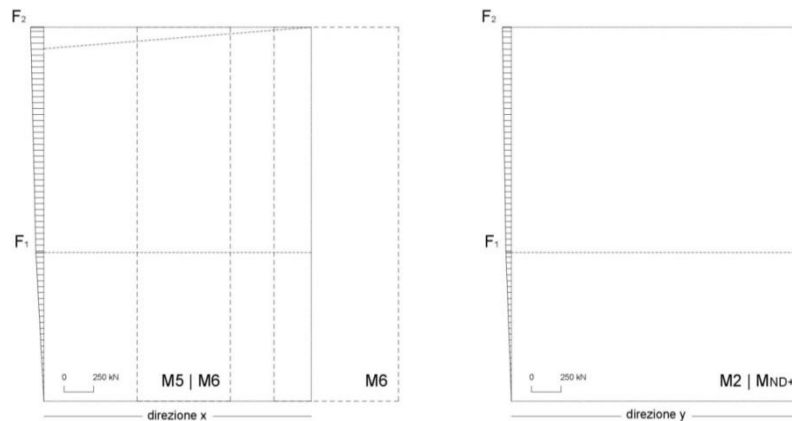


Figura 8 – schema spinta sismica UMA.2.1

L'analisi prosegue considerando i carichi sismici agenti sui setti resistenti dell'UMA.2.2. Questa sotto-unità prevede un piano interamente interrato. L'edificio da sottoporre ad analisi si sviluppa su tre piani fuori terra.

CARICHI SOLAIO COPERTURA – UMA.2.2				
setto	fascia/e	area d'influenza	calcolo combinazione sismica [2.5.7]	carico
M2+	--	2.16m ²	0.12 + [1.74 + (0.50 * 0.3)] * 2.16	4.20
M4	--	2.16m ²	0.12 + [1.74 + (0.50 * 0.3)] * 2.16	4.20
M6	--	12m ²	5.40 + [1.74 + (0.50 * 0.3)] * 12	28
M7	--	12m ²	5.40 + [1.74 + (0.50 * 0.3)] * 12	28
Totale peso sismico solaio copertura– UMA.2.2				65²⁴ kN

²³ La parete-modello considerata in direzione y è lunga 4,65 metri, spessa 0,60 metri e alta 4,00 metri (parete posta in sommità dell'UMA.2.1). La parete è caricata della copertura, 28x0,85=23,80→2380. La sua rigidezza vale 1865. Applicando l'espressione si ottiene un periodo proprio di vibrazione (T1) equivalente a 0,71s. Il valore, raccolto tra i periodi Tc e Td, consente di ottenere uno spettro elastico (Se) di 0,08g > 0.2 * ag=0,02g.

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

CARICHI MURATURA della copertura– UMA.2.2			
nome setto	peso [kN/m ³]	volume muratura [m ³]	carico muratura [kN]
M2+	22	$(4.20 * 1.45)m^2 * 0.50 = 3.05$	67
M4		$(3.74 * 1.45)m^2 * 0.64 = 3.50$	77
M6	22	$(0.6 + 4.93)m^2 * 0.54 = 2.99$	66
M7		$(0.6 + 9.28)m^2 * 0.60 = 5.93$	130
Totale peso muratura - solaio-copertura			340 kN

CARICHI SOLAIO AdS²⁵ – UMA.2.2				
setto	fascia/e	area d'influenza	calcolo combinazione sismica [2.5.7]	carico
M2+	--	2.16m ²	$[4.70 + (1.00^{26} * 0.3)] * 2.16$	11
M4	--	2.16m ²	$[4.70 + (1.00 * 0.3)] * 2.16$	11
M6	--	12m ²	$3.40 + [4.70 + (1.00 * 0.3)] * 12$	63
M7	--	12m ²	$3.40 + [4.70 + (1.00 * 0.3)] * 12$	63
Totale peso sismico solaio AdS– UMA.2.2				148 kN

CARICHI MURATURA del solaio AdS– UMA.2.2			
nome setto	peso [kN/m ³]	volume muratura [m ³]	carico muratura [kN]
M2+	22	$(4.20 * 2.20)m^2 * 0.50 = 4.62$	102
M4		$(3.74 * 2.20)m^2 * 0.64 = 5.27$	116
M6		$(3.40 * 2.20)m^2 * 0.54 = 4.04$	89
M7		$(6.40 * 2.20)m^2 * 0.60 = 8.45$	186
Totale peso muratura - solaio-AdS			490 kN

CARICHI SOLAIO ABITAZIONE²⁷ – UMA.2.2				
setto	fascia/e	area d'influenza	calcolo combinazione sismica [2.5.7]	carico
M2+	F6c/2	2.16m ² - tavola T4	$1.15 + [4.65 + (2.00 * 0.3)] * 2.16$	12.50
M4	F6a-F6c/2	3.92m ² - tavola T4	$(5.43 * 1.08) + (5.43 * 0.68) + [0.74 + (5.25 * 2.16)]$	21.60
M6	S6b	9.50m ²	$4.43 + [4.65 + (2.00 * 0.3)] * 9.50$	54.30
M7	S6a	10.96m ²	$5.24 + [4.65 + (2.00 * 0.3)] * 10.96$	63
Totale peso sismico solaio Aa– UMA.2.2				151.4 kN

²⁴ La copertura è a due falde e prevede travi in legno a vista, ordite nello stesso verso di quelle presenti nel solaio sottostante. Nella previsione di carico sono presenti dei travetti, del tavolame guainato e una soletta d'irrigidimento, il tutto sormontato da coppi. Vedi anche note 10, 11, 12.

²⁵ Ambiente di Servizio (AdS), posto sotto la copertura e di altezza media pari a c.a. 2.30 metri. Il solaio prevede travi di legno rivestite da finte voltine.

²⁶ Il carico variabile (sovraccarico) è ridotto rispetto ai valori tabellari (NTC2018, Tab. 3.1.II), su base discrezionale.

²⁷ Solaio dell'abitazione posto sopra il locale-deposito, di altezza media pari a c.a. 2.70 metri. L'abitazione prevede un soffitto a finte voltine, tecnica ripetuta anche nel solaio-soffitto sottostante.

CARICHI MURATURA del solaio di abitazione– UMA.2.2			
nome setto	peso [kN/m ³]	volume muratura [m ³]	carico muratura [kN]
M2+	22	$(4.20 * 2.40)m^2 * 0.50 = 5.04$	111
M4		$(3.74 * 2.40)m^2 * 0.70 = 6.30$	139
M6		$(3.40 * 2.40)m^2 * 0.70 = 5.71$	125.6
M7		$(6.40 * 2.40)m^2 * 0.60 = 9.22$	202.8
Totale peso muratura - solaio-abitazione			578.4 kN

Dalle tabelle-UMA.2.2 si ammette in definitiva quanto segue:

PESO SISMICO COMPLESSIVO – UMA.2.2			
Livello-piano	Peso sismico [W _i]	Altezza [h _i] ²⁸	carico [W _i * h _i]
copertura	405 kN	7.40m	3000
solaio AdS	637 kN	4.70m	2990
solaio abitazione	730 kN	2.00m	1460
Totale (W*h) – UMA.2.1			7450 kN

Si procede con il calcolo della spinta sismica totale in direzione y:

$$F_h = W * \frac{S_e(T_1)}{g} * \lambda = 1772 * 0.12g * 0.85 = 181 \text{ kN}$$

La spinta ai vari livelli di piano risulta:

$$F_3 = \frac{F_h * z_i * w_i}{\sum z_j * w_j} = \frac{181 * 3000}{7450} = 73 \text{ kN}$$

$$F_2 = \frac{F_h * z_i * w_i}{\sum z_j * w_j} = \frac{181 * 2990}{7450} = 72 \text{ kN}$$

$$F_1 = \frac{F_h * z_i * w_i}{\sum z_j * w_j} = \frac{181 * 1460}{7450} = 36 \text{ kN}$$

Seguono due schemi riassuntivi della spinta sismica dimensionata ai vari livelli dell'unità minima d'analisi n.2.2, distinti in base alla direzione dei setti resistenti.

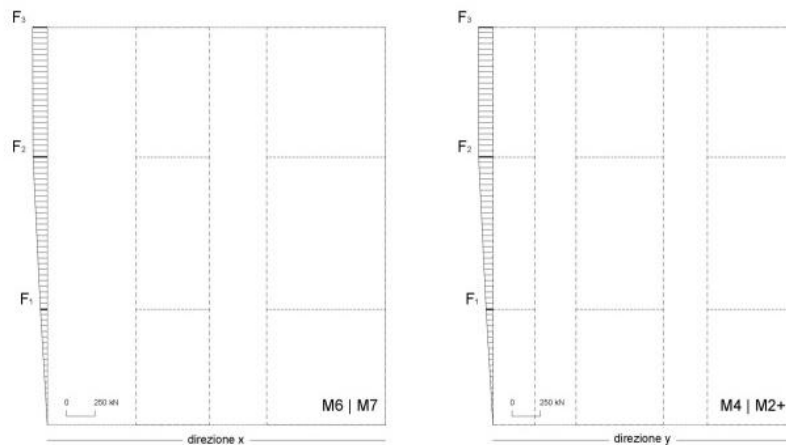


Figura 9 – schema spinta sismica UMA.2.2

²⁸ Le altezze dell'unità minima d'analisi n.2.2 sono racchiuse nell'immagine riguardante la ripartizione dei carichi dei setti murari M6, M4 (figura 7).

La fase successiva consiste nell'analizzare il comportamento deformativo dei solai in ragione della distribuzione dei setti resistenti. Si procede determinando il baricentro geometrico delle masse e delle rigidezze, al fine di stabilire i valori di eccentricità riscontrabili tra i due punti. Questa condizione ha il merito d'identificare l'unità di disegno dei diversi corpi di fabbrica, orizzontali e verticali, che l'intero organismo (UMA) ammette.²⁹ Il suddetto passaggio analitico richiede l'utilizzo delle seguenti espressioni:

coordinate - baricentro delle masse
$$X_G = \frac{\sum Q_T * X_i}{\sum Q_T} \quad Y_G = \frac{\sum Q_T * Y_i}{\sum Q_T} \quad [\text{cm}]$$

coordinate - baricentro delle rigidezze
$$X_C = \frac{\sum K_{yi} * X_i}{\sum K_{yi}} \quad Y_C = \frac{\sum K_{xi} * Y_i}{\sum K_{xi}} \quad [\text{cm}]$$

Seguono delle tabelle che riassumono i dati geometrici, i carichi e le azioni che agiscono su ogni setto resistente individuato all'interno delle rispettive UMA. I dati consentono di calcolare il baricentro delle masse e delle rigidezze, rispetto alla costruzione geometrica di ogni impalcato [unità di riferimento: kN, m → cm].³⁰

BARICENTRO DELLE MASSE

UMA.1		PIANO ULTIMO - copertura (p2)					
copertura e sottotetto sono considerati come unico piano							
setto	Ascissa (X)	Ordinata (Y)	Peso proprio ³¹	Q _i (solaio)	Q _T (p2)	Q _T * X	Q _T * Y
M1a	0.60	4.00	43.2+(38x2)	17.32	136.5	81.91	546.00
M1b	0.38	1.30	28.3+(22x2)	11.34	83.6	31.78	108.68
M2	6.10	2.84	83+(108x2)	28.86	327.9	2000.00	931.24
MND	2.90	5.55	114.4+(78x2)	11.90	270.4	784.20	1500.70
M5+	2.24	0.37	39.8+(95x2)	10.70	240.5	538.70	89.00
					1058.90	3436.6	3175.6
XG = (3436.6/1058.90) = 3.25x100 = 325 cm				YG = (3175.60/1058.90) = 3.00x100 = 300 cm			

UMA.1		PIANO PRIMO (p1)					
setto	Ascissa (X)	Ordinata (Y)	Peso proprio	Q _i (solaio)	Q _T (p1+p2)	Q _T * X	Q _T * Y
M1a	0.60	4.00	93.06	28.45	258	154.80	1032.00
M1b	0.38	1.30	60.94	18.63	163.2	62.00	212.20
M2	6.10	2.84	236.00	46.93	610.8	3725.90	1734.70
MND	2.90	5.55	171.60	3.50	445.5	1292	2472.50
M5+	2.24	0.37	207.90	10.90	459.3	1028.80	169.95
					1936.80	6263.5	5621.4
XG = (6263.50/1936.80) = 3.23x100 = 323 cm				YG = (5621.40/1936.80) = 2.90x100 = 290 cm			

UMA.2.1		PIANO ULTIMO - copertura (p2)					
setto	Ascissa (X)	Ordinata (Y)	Peso proprio	Q _i (solaio)	Q _T (p2)	Q _T * X	Q _T * Y
M2	0.84	2.84	275.00	28	303	254.50	860.50
MND+	5.28	3.30	169.00	28	197	1040.20	650.10
M5a	0.95	0.28	67	0	67	63.65	18.76

²⁹ Le norme tecniche attuali (NTC2018) ammettono quanto segue:

- "L'organizzazione dell'intera struttura e l'interazione e il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità, e un comportamento d'insieme "scatolare" (§4.5.4)
- "La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta" (§7.2.1, §7.8.1.4)

In merito a quanto stabilito dalla circolare del 2019:

- "Quando gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, le masse e le inerzie rotazionali di ogni piano possono essere concentrate nel suo centro di gravità" (§C.7.2.6)

³⁰ I dati sono rappresentati nella figura 10, riportata alla fine delle tabelle.

³¹ Nel calcolo delle forze spingenti il peso del setto è considerato nella sua fascia di piano. Nel caso in esame il suddetto è calcolato tenendo conto dell'intera altezza di piano, in altre parole il raddoppio del peso.

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

M5b	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0
M6a	3.10	5.30	54	4.40	58.4	181.00	309.50
M6b	5.76	6.05	87	0	87	501.00	526.40
					712.40	2040.4	2365.3
XG = (2040/712) = 2.87x100 = 287 cm					YG = (2365/712) = 3.32x100 = 332 cm		

UMA.2.1		PIANO PRIMO (p1)					
setto	Ascissa (X)	Ordinata (Y)	Peso proprio	Q_i (solaio)	Q_T (p1+p2)	$Q_T * X$	$Q_T * Y$
M2	0.84	2.84	228.14	29	560.2	470.50	1590.70
MND+	5.28	3.30	140.36	38.34	375.7	1983.70	1239.80
M5a	0.95	0.28	19.0x2	0	105	99.75	29.40
M5b	3.00	0.50	16.5x2	13.69	46.7	140.00	23.00
M6a	3.10	5.30	58.00	13.69	130.1	403.30	689.50
M6b	5.76	6.05	94.00	0	181.0	1042.60	1095.00
					1398.7	4139.9	4667.4
XG = (4140/1400) = 2.96x100 = 296 cm					YG = (4667/1400) = 3.33x100 = 333 cm		

UMA.2.2		PIANO ULTIMO - copertura (p3)					
setto	Ascissa (X)	Ordinata (Y)	Peso proprio	Q_i (solaio)	Q_T (p3)	$Q_T * X$	$Q_T * Y$
M2+	0.52	3.10	106.00	4.20	110.2	57.30	341.60
M4a	6.04	5.98	28.80	0.87	29.7	179.40	177.60
M4b	6.40	3.93	58.30	1.82	60.1	384.60	236.20
M4c	6.62	1.66	34.00	1.51	35.5	235.00	58.90
M6a	3.20	0.47	36.00	15.90	51.9	166.10	24.40
M6b	5.96	0.79	57.40	12.10	69.5	414.20	54.90
M7	3.09	6.08	206.00	28.00	234.0	723.10	1422.70
					590.9	2159.7	2316.3
XG = (2160/591) = 3.65x100 = 365 cm					YG = (2316/591) = 3.92x100 = 392 cm		

UMA.2.2		PIANO SECONDO - AdS (p2)					
setto	Ascissa (X)	Ordinata (Y)	Peso proprio	Q_i (solaio)	Q_T (p2+p3)	$Q_T * X$	$Q_T * Y$
M2+	0.52	3.10	102	11.00	223.20	1160.10	692.00
M4a	6.04	5.98	27.60	2.28	59.60	360.00	356.40
M4b	6.40	3.93	55.80	4.77	120.70	772.50	474.40
M4c	6.62	1.66	32.50	3.95	72.00	476.60	119.50
M6a	3.20	0.47	33.98	35.70	121.60	389.10	57.20
M6b	5.96	0.79	54.89	27.30	151.70	904.10	119.80
M7	3.09	6.08	186	63.00	483.00	1492.50	2936.60
					1231.8	5554.9	4755.9
XG = (5555/1232) = 4.51x100 = 451 cm					YG = (4756/1232) = 3.86x100 = 386 cm		

UMA.2.2		PIANO PRIMO - abitazione (p1)					
setto	Ascissa (X)	Ordinata (Y)	Peso proprio	Q_i (solaio)	Q_T (p1+p2+p3)	$Q_T * X$	$Q_T * Y$
M2+	0.52	3.10	111.00	12.50	346.70	180.30	1074.80
M4a	6.04	5.98	33.00	4.50	97.10	586.50	580.70
M4b	6.40	3.93	66.50	9.40	196.60	1258.20	772.60
M4c	6.62	1.66	39.00	7.80	118.80	786.50	197.20
M6a	3.20	0.47	48.00	30.80	200.40	641.30	94.20
M6b	5.96	0.79	77.60	23.50	252.80	1506.70	199.70
M7	3.09	6.08	202.80	63.00	749.00	2314.40	4553.90
					1961.4	7273.9	7473.1
XG = (7274/1961) = 3.71x100 = 371 cm					YG = (7473/1961) = 3.81x100 = 381 cm		

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

BARICENTRO DELLE RIGIDENZE³²

UMA.1		PIANO ULTIMO				
setto	X (cm)	Y (cm)	k_x [kN/cm]	k_y [kN/cm]	$k_x * Y$	$k_y * X$
M1a	60	400		432		25920
M1b	38	130		199.33		25913
M2	610	284		1245		759450
MND	290	555	1428		792540	
M5+	224	37	2789		103193	
			4217	1876	895733	811283
XC = (ky*X)/ky = (811283/1876) = 432 cm				YC = (kx*Y)/kx = (895733/4217) = 212 cm		

UMA.1		PIANO PRIMO				
setto	X (cm)	Y (cm)	k_x [kN/cm]	k_y [kN/cm]	$k_x * Y$	$k_y * X$
M1a	60	400		828		49680
M1b	38	130		258		9804
M2	610	284		2145		1308450
MND	290	555	2461		1365855	
M5+	224	37	2956		109372	
			5417	3231	1475227	1367934
XC = (ky*X)/ky = (1367934/3231) = 423 cm				YC = (kx*Y)/kx = (1475227/5417) = 272 cm		

UMA.2.1		PIANO ULTIMO				
setto	X (cm)	Y (cm)	k_x [kN/cm]	k_y [kN/cm]	$k_x * Y$	$k_y * X$
M2	84	284		3163		265692
MND+	528	330		1557		822096
M5a	95	28	226		6328	
M5b	0	0	0		0	
M6a	310	530	180		95400	
M6b	576	605	561		339405	
			967	4720	441133	1087788
XC = (ky*X)/ky = (1087788/4720) = 230 cm				YC = (kx*Y)/kx = (441133/967) = 456 cm		

UMA.2.1		PIANO PRIMO				
setto	X (cm)	Y (cm)	k_x [kN/cm]	k_y [kN/cm]	$k_x * Y$	$k_y * X$
M2	84	284		4388		368592
MND+	528	330		2648		1398144
M5a	95	28	491		13748	
M5b	300	50	357		17850	
M6a	310	530	543		287790	
M6b	576	605	1216		735680	
			2607	7036	1055068	1766736
XC = (ky*X)/ky = (1766736/7036) = 251 cm				YC = (kx*Y)/kx = (1055068/2607) = 405 cm		

UMA.2.2		PIANO ULTIMO				
setto	X (cm)	Y (cm)	k_x [kN/cm]	k_y [kN/cm]	$k_x * Y$	$k_y * X$
M2+	52	310		3449		179348
M4a	604	598		397		239788
M4b	640	393		1474		943360
M4c	662	166		564		373368
M6a	320	47	498		23406	
M6b	596	79	1174		92746	
M7	309	608	5336		3244288	

³² L'analisi delle rigidezze considera i rispettivi moduli E e G equivalenti a 10000 daN/cm² e 4000 daN/cm². La rigidezza del setto resistente è calcolata mediante la seguente formula: $k = \frac{1}{\frac{h^3}{12EJ} + (1.2 \cdot \frac{h}{GA})}$ [daN/cm → kN/cm].

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

	7008	5884	3360440	1735864
XC = (ky*X)/ky = (1735864/5884) = 295 cm			YC = (kx*Y)/kx = (3360440/7008) = 480 cm	

UMA.2.2		PIANO SECONDO				
setto	X (cm)	Y (cm)	k_x [kN/cm]	k_y [kN/cm]	$k_x * Y$	$k_y * X$
M2+	52	310		2279		118508
M4a	604	598		173		104492
M4b	640	393		813		520320
M4c	662	166		259		171458
M6a	320	47	356		16732	
M6b	596	79	903		71337	
M7	309	608	4476		2721408	
			5735	3524	2809477	914778
XC = (ky*X)/ky = (914778/3524) = 260 cm			YC = (kx*Y)/kx = (2809477/5735) = 490 cm			

UMA.2.2		PIANO PRIMO				
setto	X (cm)	Y (cm)	k_x [kN/cm]	k_y [kN/cm]	$k_x * Y$	$k_y * X$
M2+	52	310		3254		169208
M4a	604	598		387		233748
M4b	640	393		1488		952320
M4c	662	166		554		366748
M6a	320	47	848		39856	
M6b	596	79	1451		114629	
M7	309	608	6196		3767168	
			8495	5683	3921653	1722024
XC = (ky*X)/ky = (1722024/5683) = 303 cm			YC = (kx*Y)/kx = (3921653/8495) = 462 cm			

Di seguito è raffigurato lo schema che riunisce tutti i dati appena esposti, ogni unità minima d'analisi si avvale di uno specifico piano cartesiano (x,y):

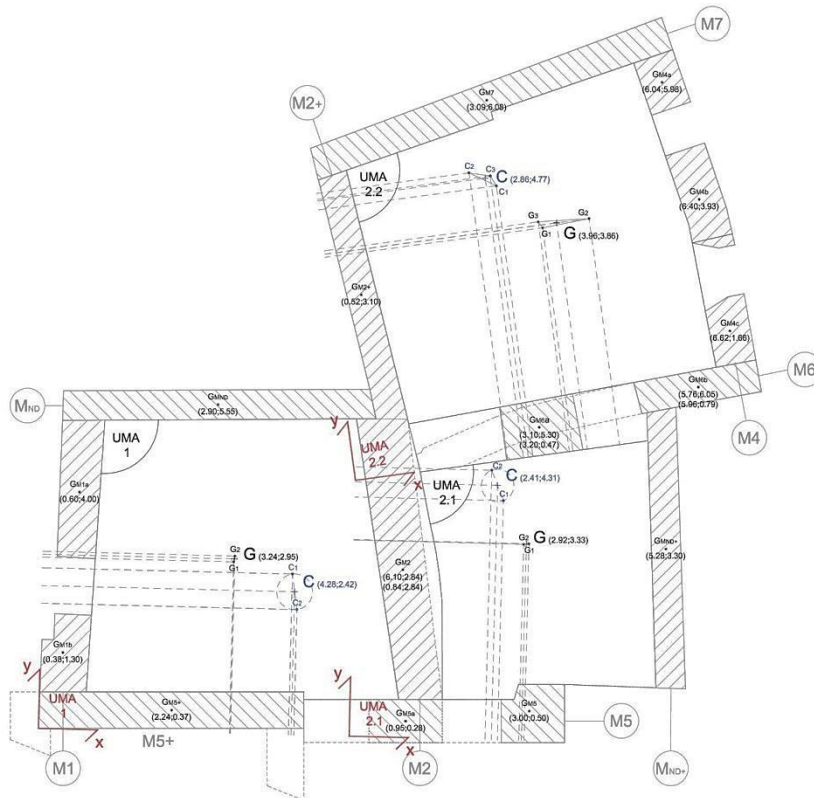


Figura 10 – schema cartesiano G-C [Tavola S4]

La logica di fondo consiste nel riconoscere una bassa eccentricità tra i baricentri G e C. In tal caso l'azione orizzontale agente nel piano di ogni setto resistente può cagionare fenomeni distorsivi di minore entità.³³

L'analisi prosegue fornendo una tabella riassuntiva delle forze agenti a ogni piano delle rispettive unità minime d'analisi, con aggiunta la corrispondente azione tagliante di piano [kN].³⁴

Impalcato	UMA.1		UMA.2.1		UMA.2.2	
	Spinta Fx	Tagliante	Spinta Fx	Tagliante	Spinta Fy	Tagliante
ultimo	104	104	72	72	73	73
2°					72	145
1°	60	164	41	113	36	181

L'analisi prosegue identificando l'azione orizzontale che interviene sullo specifico setto resistente (per entità di carico e di effetti distorsivi legati alla sua posizione), al fine di convergere verso una verifica di sicurezza allo stato limite. L'azione tagliante da imprimere nel piano di ogni setto resistente è la seguente:

definizione formule	direzione X	direzione Y
AZIONE TAGLIANTE SISMICA	$F_{ix} = F_{1x} + F_{2x} + F_{3x} $	$F_{iy} = F_{1y} + F_{2y} + F_{3y} $
aliquota rigidezza - setto	$F_{1x} = F_x * k_{ix} * \left[\frac{1}{k_x}\right]$	$F_{1y} = F_y * k_{iy} * \left[\frac{1}{k_y}\right]$
aliquota momento torcente	$F_{2x} = F_x * k_{ix} * \left[\frac{e_y(y_{IG}-y_C)}{I_p}\right]$	$F_{2y} = F_y * k_{iy} * \left[\frac{e_x(x_{IG}-x_C)}{I_p}\right]$
aliquota eccentricità (5%) ³⁵	$F_{3x} = F_x * k_{ix} * \left[\frac{e_{ay}(y_{IG}-y_C)}{I_p}\right]$	$F_{3y} = F_y * k_{iy} * \left[\frac{e_{ax}(x_{IG}-x_C)}{I_p}\right]$

³³ In merito alla ripartizione della spinta sismica "solaio-parete", il comportamento a mensola dell'intero organismo edilizio comporta l'adozione di una **modellazione approssimata alla Grinter**:

- L'approssimazione del modello consiste nell'ipotizzare che in una struttura a telaio (setti resistenti) sottoposta a forze orizzontali le estremità dei pilastri (setti) siano impediti di ruotare e, quindi, nell'ipotizzare i traversi infinitamente rigidi.

(.II.) concetto di "baricentro delle rigidezze", definito anche "centro elastico" dell'impalcato, (.è.) il punto d'applicazione della risultante R delle reazioni elastiche delle colonne (o setti). (.Per.) effetto della forza sismica Fx applicata in G, si determinano nei pilastri (o setti) delle reazioni di taglio che, per l'equilibrio alla traslazione secondo x, danno luogo ad una risultante R, uguale ed opposta ad Fx, applicata nel baricentro delle rigidezze C (...). Ne consegue che, affinché Fx ed R risultino in equilibrio, sull'impalcato deve essere presente anche una coppia costituita dalle due forze, il cui momento vale: $M_t = F_x * e_y$. Per effetto di tale momento l'impalcato subirà oltre che una traslazione anche una rotazione, dovuta appunto all'effetto torcente.

[fonte: https://www.unirc.it/documentazione/materiale_didattico/597_2011_289_12198.pdf]

³⁴ L'azione tagliante dell'intero corpo di fabbrica è condotta ipotizzando un comportamento a mensola. Ciò vuol dire che l'opera al pari di un'asta incastrata al piede e libera all'altro estremo, caricata uniformemente, ammette un diagramma del taglio e del momento di valore massimo nell'estremo vincolato e nullo in quello opposto.

L'analisi è condotta ipotizzando una spinta sismica, agente nel piano di ogni setto resistente, equivalente al diagramma con maggiore distribuzione di forze. Questo vuol dire che nel caso dell'UMA.2.2 ogni setto resistente è raffrontato con le forze orizzontali direzionate lungo l'asse y.

³⁵ "Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti." (§7.2.6). Il testo ricorda che la distanza che intercorre tra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze, nelle rispettive direzioni x e y, esprime il braccio del momento torcente e nello stesso tempo l'eccentricità di esecuzione. Quest'ultima, in mancanza di studi accurati, è pari a $0.05(L1+...+Ln/n)$.

Seguono delle tabelle che riassumono i calcoli necessari:

UMA.1 – aliquota rigidità-setto									
PIANO	F	$\sum k_x$	$\sum k_y$	aliquota [kN]	M1a	M1b	M2	MND	M5+
P2	104	4217	1876	$F_x * k_x * \left[\frac{1}{\sum k_x}\right]$				35.22	68.78
				$F_y * k_y * \left[\frac{1}{\sum k_y}\right]$	23.95	11.05	69.02		
P1	164	5417	3231	$F_x * k_x * \left[\frac{1}{\sum k_x}\right]$				74.51	89.49
				$F_y * k_y * \left[\frac{1}{\sum k_y}\right]$	42.03	13.10	108.88		

UMA.1 - Momento d'inerzia polare (I_p) ³⁶						
Baricentro masse G (324, 295)						
Baricentro rigidità C2 (432, 212)						
setto	x_i	y_i	$(x_i - x_c)$	$(y_i - y_c)$	$k_y * (x_i - x_c)^2$	$k_x * (y_i - y_c)^2$
M1a	60	400	-372		59781888	
M1b	38	130	-394		30943192	
M2	610	284	178		39446580	
MND	290	555		343		168002772
M5+	224	37		-175		85413125
Sommatoria Momento parziale					130171660	253415897
					I_p-C2	383587557
Baricentro rigidità C1 (423, 272)						
setto	x_i	y_i	$(x_i - x_c)$	$(y_i - y_c)$	$k_y * (x_i - x_c)^2$	$k_x * (y_i - y_c)^2$
M1a	60	400	-363		109104732	
M1b	38	130	-385		38242050	
M2	610	284	187		75008505	
MND	290	555		283		197099029
M5+	224	37		-235		163245100
Sommatoria momento parziale					222355287	360344129
					I_p-C1	582699416

UMA.1 – aliquota momento torcente									
PIANO	F	e_x	e_y	aliquota [kN]	M1a	M1b	M2	MND	M5+
P2	104	108	83	$F_x * k_x * \left[\frac{e_y(y_i - y_c)}{I_p}\right]$				11.02	-10.98
				$F_y * k_y * \left[\frac{e_x(x_i - x_c)}{I_p}\right]$	-4.71	-2.30	6.49		
P1	164	99	23	$F_x * k_x * \left[\frac{e_y(y_i - y_c)}{I_p}\right]$				4.51	-4.50
				$F_y * k_y * \left[\frac{e_x(x_i - x_c)}{I_p}\right]$	-8.37	-2.77	11.18		

CALCOLO ALIQUOTA DI ECCENTRICITÀ AL 5%	
Nel calcolo dell'eccentricità si considerano le dimensioni dell'edificio nelle due direzioni cartesiane. L'intera unità minima d'analisi è pertanto racchiusa in una figura quadrangolare, di questa si procede col fare la media dei lati estremi, nelle rispettive direzioni (vedi nota 36).	
$e_{ax} = 0.05 * ((569 + 683)/2) = 31.30 \text{ cm}$	$e_{ay} = 0.05 * ((573 + 532)/2) = 27.63 \text{ cm}$

³⁶ Vedi nota 33

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

UMA.1 – aliquota eccentricità 5% ³⁷							
PIANO	F	aliquota in valore assoluto [kN]	M1a	M1b	M2	MND	M5+
P2	104	$F_x * k_x * \left[\frac{e_{ay}(y_i - y_c)}{I_p} \right]$				3.67	3.66
		$F_y * k_y * \left[\frac{e_{ax}(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	1.36	0.67	1.88		
PIANO	F	aliquota in valore assoluto [kN]	M1a	M1b	M2	MND	M5+
P1	164	$F_x * k_x * \left[\frac{e_{ay}(y_i - y_c)}{I_p} \right]$				5.42	5.40
		$F_y * k_y * \left[\frac{e_{ax}(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	2.65	0.88	3.53		

UMA.1_CALCULO FORZA ORIZZONTALE TOTALE X SETTO							
PIANO	F	Forza totale[kN]	M1a	M1b	M2	MND	M5+
P2	104	$F_{1x} + F_{2x} + F_{3x} $				49.91	61.46
		$F_{1y} + F_{2y} + F_{3y} $	20.60	9.42	77.39		
P1	164	$F_{1x} + F_{2x} + F_{3x} $				84.44	90.39
		$F_{1y} + F_{2y} + F_{3y} $	36.31	11.21	123.59		

Procedendo con l'UMA.2.1, si ricavano i seguenti dati:

UMA.2.1 – aliquota rigidezza-setto										
PIANO	F	$\sum k_x$	$\sum k_y$	aliquota [kN]	M2	MND+	M5a	M5b	M6a	M6b
P2	72	967	4720	$F_x * k_x * \left[\frac{1}{\sum k_x} \right]$			16.83	0	13.40	41.77
				$F_y * k_y * \left[\frac{1}{\sum k_y} \right]$	48.25	23.75				
PIANO	F	$\sum k_x$	$\sum k_y$	aliquota [kN]	M2	MND+	M5a	M5b	M6a	M6b
P1	113	2607	7036	$F_x * k_x * \left[\frac{1}{\sum k_x} \right]$			21.28	15.47	23.54	52.71
				$F_y * k_y * \left[\frac{1}{\sum k_y} \right]$	70.47	42.53				

UMA.2.1 - Momento d'inerzia polare (I_p)						
Baricentro masse G (292, 333)						
Baricentro rigidezze C2 (230, 456)						
setto	x_i	y_i	$(x_i - x_c)$	$(y_i - y_c)$	$k_y * (x_i - x_c)^2$	$k_x * (y_i - y_c)^2$
M2	84	284	-146		67422508	
MND+	528	330	298		138267828	
M5a	95	28		-428		41399584
M5b	0	0		0		0
M6a	310	530		74		985680
M6b	576	605		149		12454761
I_p -C2					260530361	

³⁷ "Al fine di cautelarsi nei confronti dell'incertezza sul posizionamento delle masse (..), il centro di massa calcolato di ciascun i-esimo piano dev'essere considerato spostato rispetto alla sua posizione nominale in entrambe le direzioni dell'eccentricità accidentale e_{ai} " [Eurocodice 8, §4.3.2]. La condizione ipotizza un errore nel calcolo del baricentro G (tolleranza geometrica), che occorre determinare e aggiungere in forma di effetto distorsivo (momento torcente accidentale) all'azione orizzontale di piano.

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

Baricentro rigidezze C1 (251, 405)						
setto	x_i	y_i	$(x_i - x_c)$	$(y_i - y_c)$	$k_y * (x_i - x_c)^2$	$k_x * (y_i - y_c)^2$
M2	84	284	-167		122376932	
MND+	528	330	277		203178392	
M5a	95	28		-377		69785339
M5b	300	50		-355		44990925
M6a	310	530		125		8484375
M6b	576	605		200		48640000
I_p-C1					497455963	

UMA.2.1 – aliquota momento torcente										
PIANO	F	e_x	e_y	aliquota [kN]	M2	MND+	M5a	M5b	M6a	M6b
P2	72	62	123	$F_x * k_x * \left[\frac{e_y(y_i - y_c)}{I_p} \right]$			-3.29	0	0.45	2.84
				$F_y * k_y * \left[\frac{e_x(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	-7.91	7.95				
P1	113	41	72	$F_x * k_x * \left[\frac{e_y(y_i - y_c)}{I_p} \right]$			-3.03	-2.07	1.11	3.98
				$F_y * k_y * \left[\frac{e_x(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	-6.82	6.83				

CALCOLO ALIQUOTA DI ECCENTRICITÀ AL 5%	
$e_{ax} = 0.05 * ((683 + 536)/2) = 30.48 \text{ cm}$	$e_{ay} = 0.05 * ((543 + 620)/2) = 29.08 \text{ cm}$

UMA.2.1 – aliquota eccentricità 5%								
PIANO	F	aliquota in valore assoluto [kN]	M2	MND+	M5a	M5b	M6a	M6b
P2	72	$F_x * k_x * \left[\frac{e_{ay}(y_i - y_c)}{I_p} \right]$			0.78	0	0.11	0.67
		$F_y * k_y * \left[\frac{e_{ax}(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	4.40	3.91				
P1	113	$F_x * k_x * \left[\frac{e_{ay}(y_i - y_c)}{I_p} \right]$			1.22	0.84	0.45	1.61
		$F_y * k_y * \left[\frac{e_{ax}(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	5.07	5.08				

UMA.2.1 _ CALCOLO FORZA ORIZZONTALE TOTALE X SETTO								
PIANO	F	Forza totale[kN]	M2	MND+	M5a	M5b	M6a	M6b
P2	72	$F_{1x} + F_{2x} + F_{3x} $			14.32	0	13.96	45.28
		$F_{1y} + F_{2y} + F_{3y} $	44.74	35.61				
P1	113	$F_{1x} + F_{2x} + F_{3x} $			19.47	14.24	25.10	58.30
		$F_{1y} + F_{2y} + F_{3y} $	68.72	54.44				

Procedendo con l'UMA.2.2, si ricavano i seguenti dati:

UMA.2.2 – aliquota rigidezza-setto											
PIANO	F	$\sum k_x$	$\sum k_y$	aliquota [kN]	M2+	M4a	M4b	M4c	M6a	M6b	M7
P3	73	7008	5884	$F_x * k_x * \left[\frac{1}{\sum k_x} \right]$					5.19	12.23	55.58
				$F_y * k_y * \left[\frac{1}{\sum k_y} \right]$	42.79	4.93	18.29	7.00			

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

PIANO	F	$\sum k_x$	$\sum k_y$	aliquota [kN]	M2+	M4a	M4b	M4c	M6a	M6b	M7
P2	145	5735	3524	$F_x * k_x * \left[\frac{1}{\sum k_x} \right]$					9.00	22.83	113.2
				$F_y * k_y * \left[\frac{1}{\sum k_y} \right]$	93.77	7.12	33.45	10.66			
PIANO	F	$\sum k_x$	$\sum k_y$	aliquota [kN]	M2+	M4a	M4b	M4c	M6a	M6b	M7
P1	181	8495	5683	$F_x * k_x * \left[\frac{1}{\sum k_x} \right]$					18.07	30.90	132
				$F_y * k_y * \left[\frac{1}{\sum k_y} \right]$	103.6	12.33	47.40	17.64			

UMA.2.2 - Momento d'inerzia polare (I_p)						
Baricentro masse G (396, 386)						
Baricentro rigidezze C3 (295, 480)						
setto	x_i	y_i	$(x_i - x_c)$	$(y_i - y_c)$	$k_y * (x_i - x_c)^2$	$k_x * (y_i - y_c)^2$
M2+	52	310	-243		203660001	
M4a	604	598	309		37905957	
M4b	640	393	345		175442850	
M4c	662	166	367		75964596	
M6a	320	47		-433		93369522
M6b	596	79		-401		188780374
M7	309	608		128		87425024
I_p-C3					862548324	
Baricentro rigidezze C2 (260, 490)						
setto	x_i	y_i	$(x_i - x_c)$	$(y_i - y_c)$	$k_y * (x_i - x_c)^2$	$k_x * (y_i - y_c)^2$
M2+	52	310	-208		98598656	
M4a	604	598	344		20472128	
M4b	640	393	380		117397200	
M4c	662	166	402		41855436	
M6a	320	47		-443		69864644
M6b	596	79		-411		152535663
M7	309	608		118		62323824
I_p-C2					563047551	
Baricentro rigidezze C1 (303, 462)						
setto	x_i	y_i	$(x_i - x_c)$	$(y_i - y_c)$	$k_y * (x_i - x_c)^2$	$k_x * (y_i - y_c)^2$
M2+	52	310	-251		205005254	
M4a	604	598	301		35062587	
M4b	640	393	337		168990672	
M4c	662	166	359			
M6a	320	47		-415		146046800
M6b	596	79		-383		212845739
M7	309	608		146		132073936
I_p-C1					900024988	

UMA.2.2 - aliquota momento torcente											
PIANO	F	e_x	e_y	aliquota [kN]	M2+	M4a	M4b	M4c	M6a	M6b	M7
P3	73	101	94	$F_x * k_x * \left[\frac{e_y(y_i - y_c)}{I_p} \right]$					-1.72	-3.75	5.43
				$F_y * k_y * \left[\frac{e_x(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	-7.16	1.05	4.35	1.77			

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

PIANO	F	e_x	e_y	aliquota [kN]	M2+	M4a	M4b	M4c	M6a	M6b	M7
P2	145	136	104	$F_x * k_x * \left[\frac{e_y(y_i - y_c)}{I_p} \right]$					-4.22	-9.94	14.15
				$F_y * k_y * \left[\frac{e_x(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	-16.6	2.08	10.82	3.65			
PIANO	F	e_x	e_y	aliquota [kN]	M2+	M4a	M4b	M4c	M6a	M6b	M7
P1	181	93	76	$F_x * k_x * \left[\frac{e_y(y_i - y_c)}{I_p} \right]$					-5.38	-8.49	13.83
				$F_y * k_y * \left[\frac{e_x(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	-15.3	2.18	9.38	3.72			

CALCOLO ALIQUOTA DI ECCENTRICITÀ AL 5%

$$e_{ax} = 0.05 * ((650 + 638)/2) = 32.20 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = 0.05 * ((442 + 532)/2) = 24.35 \text{ cm}$$

UMA.2.2 – aliquota eccentricità 5%

PIANO	F	aliquota in valore assoluto [kN]	M2+	M4a	M4b	M4c	M6a	M6b	M7
P3	73	$F_x * k_x * \left[\frac{e_{ay}(y_i - y_c)}{I_p} \right]$					0.44	0.97	1.41
		$F_y * k_y * \left[\frac{e_{ax}(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	2.28	0.33	1.39	0.56			
PIANO	F	aliquota in valore assoluto [kN]	M2+	M4a	M4b	M4c	M6a	M6b	M7
P2	145	$F_x * k_x * \left[\frac{e_{ay}(y_i - y_c)}{I_p} \right]$					0.99	2.33	3.31
		$F_y * k_y * \left[\frac{e_{ax}(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	3.93	0.49	2.56	0.86			
PIANO	F	aliquota in valore assoluto [kN]	M2+	M4a	M4b	M4c	M6a	M6b	M7
P1	181	$F_x * k_x * \left[\frac{e_{ay}(y_i - y_c)}{I_p} \right]$					1.72	2.72	4.43
		$F_y * k_y * \left[\frac{e_{ax}(x_i - x_c)}{I_p} \right]$	5.29	0.75	3.25	1.29			

UMA.2.2_CALCULO FORZA ORIZZONTALE TOTALE X SETTO

PIANO	F	Forza totale[kN]	M2+	M4a	M4b	M4c	M6a	M6b	M7
P3	73	$F_{1x} + F_{2x} + F_{3x} $					3.91	9.45	62.42
		$F_{1y} + F_{2y} + F_{3y} $	37.91	6.31	24.03	9.33			
P2	145	$F_{1x} + F_{2x} + F_{3x} $					5.77	15.22	130.6
		$F_{1y} + F_{2y} + F_{3y} $	81.10	9.69	46.83	15.17			
P1	181	$F_{1x} + F_{2x} + F_{3x} $					14.41	25.15	150.3
		$F_{1y} + F_{2y} + F_{3y} $	93.65	15.26	60.02	22.65			

VERIFICHE DI SICUREZZA SISMICHE

Le disposizioni normative in vigore consentono di ammettere tre distinte condizioni in esercizio sui setti portanti sottoposti all'azione sismica ("modalità di collasso"):

- Pressoflessione nel piano del setto resistente;
- Taglio nel piano del setto resistente;
- Pressoflessione fuori dal piano.

Procedendo per ordine confermo ed estendo alcune specifiche di calcolo e seguito a mostrare i calcoli finali in apposite tabelle riassuntive.

PRESSOFLESSIONE NEL PIANO DEL SETTO

L'analisi è condotta ammettendo la condizione che ogni setto resistente tende ad avere una resistenza a compressione mediamente pari a 15 daN/cm². Il dato emerge dalla condizione presentata nella nota 7 (pag.6), nella quale si precisa che la resistenza caratteristica attribuibile al caso in oggetto può essere compresa mediamente tra 10 e 20 daN/cm² (dato riconducibile all'abaco della Regione Molise).³⁸

Procedendo oltre, occorre assegnare al calcolo della resistenza di progetto anche il valore del coefficiente di sicurezza (γ_m) e il fattore di confidenza (FC). Nel caso sottoposto a esame (LC1, edificio esistente, verifica sismica) si decide di attribuire a ognuno i valori 2 e 1.35. Ne consegue che la resistenza a compressione è pari al seguente valore:

$$f_d = \frac{f_k}{(\gamma_m * FC)} = \frac{f_{kmin}}{2 * 1.35} \approx \frac{15}{3} = 5 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow 500 \text{ kN/m}^3$$

Su questo dato si procede nell'identificare i valori di momento resistente (Mu) e di sollecitazione (Md) agenti su ogni setto resistente. Il principio consiste nel dimostrare che il primo valore è superiore al secondo.⁴⁰ Per semplificare i calcoli si decide di riportare nelle seguenti tabelle solamente i dati riguardanti i setti portanti dei piani inferiori (sottoposti a maggiore sforzo):

UMA.1_piano primo (p1)									
setto	Carico	L	t	σ_0	Momento ultimo [kNm]		F	h/2	Md [kNm]
M1a	258	2.30	0.70	160	(2.30 ² x0.70x160/2)x(1-160/0.85x500)	185	36.21	3.14 2	57
M1b	163.2	1.30	0.70	179	(1.30 ² x0.70x179/2)x(1-179/0.85x500)	61	11.21		18
M2	610.8	4.90	0.73	166	(4.90 ² x0.73x166/2)x(1-166/0.85x500)	887	123.6		194
MND	445.5	5.20	0.50	171	(5.20 ² x0.50x171/2)x(1-171/0.85x500)	691	84.44		133
M5+	459.3	5.00	0.63	146	(5.00 ² x0.63x146/2)x(1-146/0.85x500)	754	90.39		142

UMA.2.1_piano primo (p1)									
setto	Carico	L	t	σ_0	Momento ultimo [kNm]		F	h/2 ⁴¹	Md [kNm]
M2	560.2	4.90	0.73	157	(4.90 ² x0.73x157/2)x(1-157/0.85x500)	868	68.72	2.50 2	86
MND+	375.7	4.40	0.50	171	(4.40 ² x0.50x171/2)x(1-171/0.85x500)	495	54.44		68
M5a	105	1.24	0.70	121	(1.24 ² x0.70x121/2)x(1-121/0.85x500)	47	19.47		20
M5b	46.7	1.07	0.70	62	(1.07 ² x0.70x62/2)x(1-62/0.85x500)	21	14.24		14
M6a	130.1	1.30	0.70	143	(1.30 ² x0.70x143/2)x(1-143/0.85x500)	56	25.10		31
M6b	181	2.10	0.70	123	(2.10 ² x0.70x123/2)x(1-123/0.85x500)	135	58.30		73

UMA.2.2_piano primo (p1)									
setto	Carico	L	t	σ_0	Momento ultimo [kNm]		F	h/2	Md [kNm]
M2+	346.7	4.20	0.50	165	(4.20 ² x0.50x165/2)x(1-165/0.85x500)	445	93.65	2.00 2	94
M4a	97.10	0.89	0.70	156	(0.89 ² x0.70x156/2)x(1-156/0.85x500)	27	15.26		15
M4b	196.6	1.80	0.70	156	(1.80 ² x0.70x156/2)x(1-156/0.85x500)	112	60.02		60
M4c	118.8	1.05	0.70	162	(1.05 ² x0.70x162/2)x(1-162/0.85x500)	39	22.65		23
M6a	200.4	1.30	0.70	220	(1.30 ² x0.70x220/2)x(1-220/0.85x500)	63	14.41		14

³⁸ Secondo i dati riportati nell'Abaco delle Murature della Regione Toscana, riferiti ai casi 003 e 004, un pannello con tessitura muraria formata da vari litotipi, con presenza di zeppe, dimostra di possedere una resistenza f_k compresa tra i valori 1.6 e 2.6 N/mm² (in media 2.1 N/mm² → 21 daN/cm²). Lo stesso dato è ridotto se confrontato con l'abaco del Protocollo PER_2006 della Regione Molise (caso intermedio tra le tipologie B-C → 15.5 daN/cm²).

³⁹ La conversione richiede di moltiplicare il valore per 10000 e dividerlo per 100.

⁴⁰ Le formule da applicare nel caso di un modello di comportamento "shear type" sono le seguenti (§ 7.8.2.2):

$M_u = \left(l^2 * t * \frac{\sigma_0}{2} \right) * \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 * f_d} \right)$	$M_d = F * \frac{h}{2}$	F è la forza orizzontale totale agente su ogni setto.
--	-------------------------	---

⁴¹ L'altezza dei setti M5a e M5b è da considerarsi ridotta rispetto a quella stabilita per gli altri setti resistenti. La sua posizione di facciata tende a ridurla entro un valore prossimo a 2,00 metri.

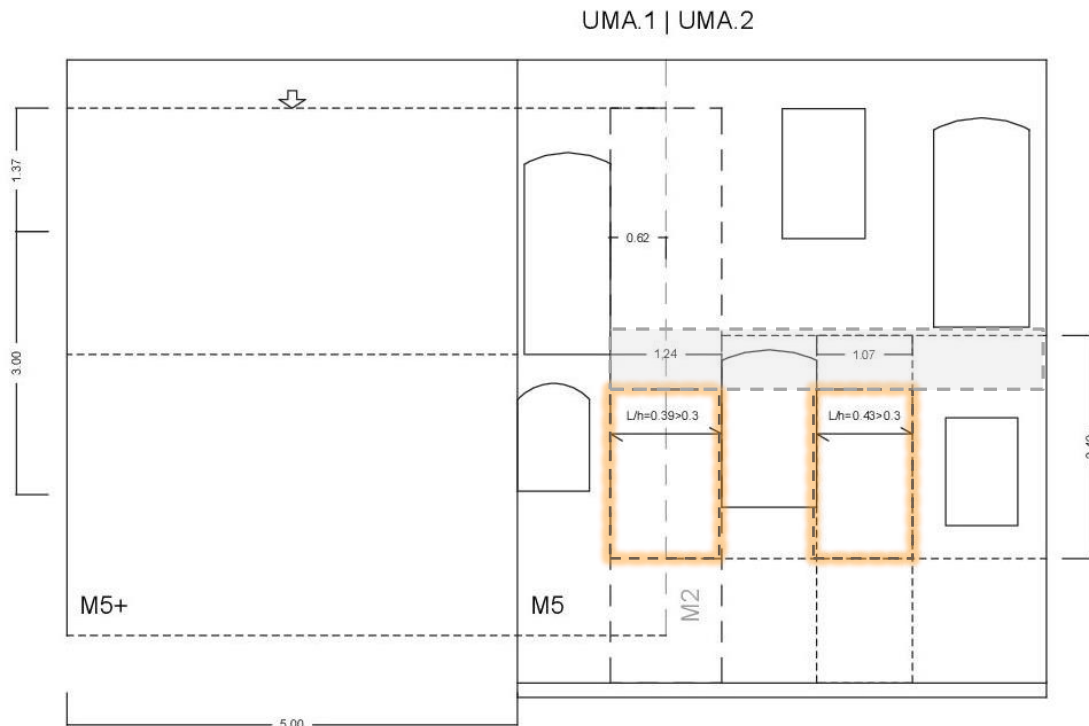
Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

M6b	252.8	2.10	0.70	172	$(2.10^2 \times 0.70 \times 172 / 2) \times (1 - 172 / 0.85 \times 500)$	158	25.15	2.00	25
M7	749	6.40	0.60	195	$(6.40^2 \times 0.60 \times 195 / 2) \times (1 - 195 / 0.85 \times 500)$	1297	150.3	$\frac{2}{2}$	150

CONCLUSIONI VERIFICA_1

Dall'analisi numerica si apprende che ogni setto resistente è in grado di opporsi alla propria azione orizzontale in ragione di una possibile rottura a pressoflessione nel piano ($M_u > M_d$). Occorre pertanto concludere che la prima verifica si intende soddisfatta in pieno.

Nell'analisi è apparso importante trattare la parete M5 come elemento costituito da due setti allineati (M5a, M5b) che intervengono lungo una fascia muraria ridotta rispetto al piano di riferimento. Segue un'immagine che chiarisce tale configurazione.



Schema di facciata principale (ingresso agli ambienti)

TAGLIO NEL PIANO DEL SETTO

L'analisi prosegue con la valutazione dell'azione tagliante. In questa circostanza si analizza la sezione reagente del setto, attraverso il calcolo dell'eccentricità dovuta all'azione orizzontale ($e_v = \frac{M_v}{N} = \frac{M_d}{carico}$) e mediante il confronto diretto con il terzo medio del setto resistente.⁴²

La normativa consente un approccio diverso nel caso in cui l'edificio non è di nuova costruzione. Sull'esistente si ammette la procedura di analisi espressa dal criterio di Turnesek e Cacovic. In breve una parete con tessitura irregolare è espressa da una resistenza convenzionale a trazione

$$f_{td} = 1.5 * \tau_{od} \text{ e il taglio resistente è pari a } l * t * f_{td} / b * \sqrt{1 + \sigma_0 / f_{td}}$$

⁴² La procedura consiste nel valutare di quanto il carico N si discosta dal baricentro della massa ($e_v < l/6$ oppure $l/6 < e_v < l/3$). Se l'azione gravitazionale (carico) si sposta rispetto al nocciolo centrale d'inerzia ($e_v > l/6$), allora la parete ammette un'instabilità tale per cui una sola porzione di setto si dimostra capace di contrastare l'azione orizzontale ($V_d = F$). Questa condizione prefigura una resistenza limitata del setto. In tali circostanze la lunghezza di sezione reagente si dimostra ridotta ($l_{rid} = l' = \beta * l$).

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

La resistenza a taglio (τ_{0d}) è tabellata e in LC1 si considera il valore minimo indicato per tipologia costruttiva⁴³. Nell'espressione di calcolo si considera il coefficiente "b" (h/l, compreso tra 1 e 1.5) come espressione della snellezza del maschio murario.⁴⁴

L'applicazione del calcolo consente di ottenere i seguenti risultati:

UMA.1_piano primo (p1)										
setto	Carico	l	t	Md	e_v	l/6 [cm]	Sezione reagente	l' ⁴⁵	h/l'	Calcolo e verifica [kN] ⁴⁶
M1a	258	230	70	57	22.09	38.3	TOTALE	230	1.36	$230 * 70 * \frac{0.0053}{1.36} * \sqrt{1 + \frac{0.016}{0.0053}} = 125 > 36$
M1b	163.2	130	70	18	11.03	21.7		130	1.5	$130 * 70 * \frac{0.0053}{1.5} * \sqrt{1 + \frac{0.018}{0.0053}} = 68 > 11$
M2	610.8	490	73	194	31.76	81.7		490	1	$490 * 73 * \frac{0.0053}{1} * \sqrt{1 + \frac{0.017}{0.0053}} = 389 > 124$
MND	445.5	520	50	133	29.85	86.7		520		$520 * 50 * \frac{0.0053}{1} * \sqrt{1 + \frac{0.017}{0.0053}} = 283 > 84$
M5+	459.3	500	63	142	30.92	83.3		500		$500 * 63 * \frac{0.0053}{1} * \sqrt{1 + \frac{0.015}{0.0053}} = 327 > 90$

UMA.2.1_piano primo (p1)										
setto	Carico	l	t	Md	e_v	l/6 [cm]	Sezione reagente	l'	h/l'	Calcolo e verifica [kN]
M2	560.2	490	73	86	15.35	81.7	TOTALE	490	1	$490 * 73 * \frac{0.0053}{1} * \sqrt{1 + \frac{0.016}{0.0053}} = 379 > 69$
MND+	375.7	440	50	68	18.10	73.3		440		$440 * 50 * \frac{0.0053}{1} * \sqrt{1 + \frac{0.017}{0.0053}} = 239 > 54$
M5a	105	124	70	20	19.05	20.7		124	1.5	$124 * 70 * \frac{0.0053}{1.5} * \sqrt{1 + \frac{0.012}{0.0053}} = 56 > 20$
M5b	46.70	107	70	14	29.98	17.8	71	$71 * 70 * \frac{0.0053}{1.5} * \sqrt{1 + \frac{0.0094}{0.0053}} = 30 > 14$		
M6a	130.1	130	70	31	23.83	21.7	124	$124 * 70 * \frac{0.0053}{1.5} * \sqrt{1 + \frac{0.015}{0.0053}} = 60 > 25$		
M6b	181	210	70	73	40.33	35	193	1.3		$193 * 70 * \frac{0.0053}{1.3} * \sqrt{1 + \frac{0.013}{0.0053}} = 102 > 58$

UMA.2.2_piano primo (p1)										
setto	Carico	l	t	Md	e_v	l/6 [cm]	Sezione reagente	l'	h/l'	Calcolo e verifica [kN] ⁴⁷
M2+	346.7	420	50	94	27.11	70	TOTALE	420	1	$420 * 50 * \frac{0.0053}{1} * \sqrt{1 + \frac{0.017}{0.0053}} = 228 > 94$
M4a	97.10	89	70	15	15.45	14.8	PARZIALE ⁴⁸	87	1.5	$87 * 70 * \frac{0.0053}{1.5} * \sqrt{1 + \frac{0.016}{0.0053}} = 43 > 15$
M4b	196.6	180	70	60	30.52	30		178	1.12	$178 * 70 * \frac{0.0053}{1.12} * \sqrt{1 + \frac{0.016}{0.0053}} = 118 > 60$
M4c	118.8	105	70	23	19.36	17.5		100	1.5	$100 * 70 * \frac{0.0053}{1.5} * \sqrt{1 + \frac{0.017}{0.0053}} = 51 > 23$
M6a	200.4	130	70	14	7.00	21.7	130	$130 * 70 * \frac{0.0053}{1.5} * \sqrt{1 + \frac{0.022}{0.0053}} = 73 > 14$		
M6b	252.8	210	70	25	9.90	35	TOTALE	210	1	$210 * 70 * \frac{0.0053}{1} * \sqrt{1 + \frac{0.017}{0.0053}} = 160 > 25$
M7	749	640	60	150	20.03	107		640		$640 * 60 * \frac{0.0053}{1} * \sqrt{1 + \frac{0.020}{0.0053}} = 444 > 150$

⁴³ Vedi §C8.5.3.1 della Circolare 2019, tabella C8.5.I – valori di riferimento parametri meccanici della muratura. Nel caso in oggetto si considera il valore attribuibile a una parete del secondo tipo (0.035 N/mm² → 0.0035 kN/cm²). Lo stesso valore è riscontrabile nell'abaco del ProtocolloPER_2006 della Regione Molise, riferito alla tipologia B.

⁴⁴ L'analisi della parete esistente implica un ragionevole comportamento di collasso diagonale. Tale fenomeno si rivela essere quello peggiorativo, che tende a verificare il maschio murario entro una condizione di minore resistenza.

⁴⁵ Lunghezza reagente: intera sezione → $l' = l$; sezione parziale → $l' = \beta x l = [(3/2 - 3 * e_v/l) * l]$.

⁴⁶ La tensione σ_0 equivalente a $N/l' * t$ può essere ricavata dividendo il dato esposto nella verifica a pressoflessione per 10000, ovvero 100x100 (trasformazione in cm²). Ad esempio nel caso di M1a: 160 → 0.016.

⁴⁷ Nel caso delle sezioni parzializzate la tensione dev'essere ricalcolata, infatti la lunghezza della sezione reagente è ridotta rispetto a quella dell'intero setto - es. setto-M4a: $l' = [1,5 - (3 * 15,45)/89] * 89 = 87 m$.

⁴⁸ I maschi murari sono sottoposti a delle spinte sismiche che si discostano poco dal sesto medio (l/6). Questa condizione consente ai suddetti di mantenere una sezione quasi interamente reagente (eccentricità trascurabile).

CONCLUSIONI VERIFICA_2

Dall'analisi numerica si apprende che tutti i setti delle unità minime possiedono una resistenza al taglio diagonale superiore all'azione orizzontale. In particolare, i setti M5b, M4a e M4c possiedono una resistenza più che sufficiente a contrastare la corrispettiva spinta sismica seppure ridotti in pianta.⁴⁹

PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO

L'analisi calcola l'instabilità delle pareti nel verso ortogonale al piano, considerando un'azione agente nel baricentro di massa della singola facciata. La verifica intende dimostrare che ogni parete, considerata in base alla sua altezza e alla distanza che ammette dal piano di riferimento a terra, riesce a resistere al momento flettente in mezzeria e al momento di ribaltamento indotto dall'eccentricità di carico posto in sommità ($M_u > M_{fmax} + M_{fe}$).⁵⁰

L'azione orizzontale (F_a) agisce in merito alle condizioni sismiche del luogo e in base al peso sismico della parete sottoposta ad analisi. Ne consegue che il carico sismico distribuito uniformemente sull'intera facciata, su schema bidirezionale (t-h), è rapportato alla forza sull'intera altezza [$Q_a = \frac{F_a}{h \cdot 1ml} = \left(\frac{S_a \cdot W_a}{q_a}\right)/h$].⁵¹

Nel caso in oggetto torna utile impostare i calcoli sulla base delle reali conformazioni di pareti e solai. Nel caso dell'UMA.1 scorporo il solaio di copertura da quello del sottotetto, in questo modo la parete cieca che sorregge la copertura viene sottoposta ad analisi separata. Seguono delle tabelle riassuntive riguardanti i calcoli effettuati.

UMA.1										
PARETI LOCALE SOTTOTETTO – P3										
$a_g/g = 0.113$					$S = S_s \cdot S_t = 1.50$					
SETTO	h	Z	H	S_a	W_a [kN]	F_a	Q_a	M_{fmax} [kNm]		
M1a	1.27	5.09	7.02	0.35	$1.27 \cdot 0.55 \cdot 1 \cdot 22 = 15.37$	1.79	$1.79/1.27 = 1.41$	0.28		
M1b					$1.27 \cdot 0.55 \cdot 1 \cdot 22 = 15.37$					
M2					$1.27 \cdot 0.63 \cdot 1 \cdot 22 = 17.60$	2.05	$2.05/1.27 = 1.62$	0.33		
MND	2.00	6.75	7.75	0.39	$2.00 \cdot 0.50 \cdot 1 \cdot 22 = 22.00$	2.86	$2.86/2.00 = 1.43$	0.72		
M5+	0.50	6.00	6.25	0.41	$0.50 \cdot 0.63 \cdot 1 \cdot 22 = 6.93$	0.95	$0.95/0.50 = 1.89$	0.06		
SETTO	N1 (parete)			N2 (solaio) – Tav.T5		TOT	e_a	e_{s2}	e^{52}	M_{fe} [kNm]
M1a	$1.27/2 \cdot 0.55 \cdot 1 \cdot 22 = 7.68$			$(2 + 1.78) \cdot 1.74 = 6.60$		14.3	0.64	4.23	4.87	0.696
M1b	$1.27/2 \cdot 0.55 \cdot 1 \cdot 22 = 7.68$			$(2 + 1.78) \cdot 1.74 = 6.60$		14.3	0.64	4.23	4.87	0.696
M2	$1.27/2 \cdot 0.63 \cdot 1 \cdot 22 = 8.80$			$(2 + 1.78) \cdot 1.70 = 6.43$		15.2	0.64	4.44	5.08	0.76
MND	$2.00/2 \cdot 0.50 \cdot 1 \cdot 22 = 11.0$			$\left(3.78 \cdot \frac{4.60}{2}\right) + [(3.26 \cdot 0.46) \cdot 2]$		22.7	1	4.30	5.30	1.203
M5+	$0.50/2 \cdot 0.63 \cdot 1 \cdot 22 = 3.47$			$\left(3.78 \cdot \frac{4.60}{2}\right) = 8.70$		12.2	0.25	7.49	7.74	0.944
SETTO	Carico p1+p2 [kN]		Area setto [m ²]		σ_0	$M_{ft} = M_{fmax} + M_{fe}$		$< M_u$		
M1a	43.20+6.04=49.24		2.30x0.55=1.27		39	0.98		12		
M1b	28.31+3.96=32.27		1.30x0.55=0.72		45			8		

⁴⁹ Su base proporzionale ($V_s:100=(V_s-F):x$) si apprende che il setto M5b continua ad avere una resistenza residua del 53%, mentre gli altri due setti conservano, rispettivamente, una resistenza residua del 65% e del 55%.

⁵⁰ $M_{fmax} = \frac{Q_a \cdot h^2}{8}$; $M_{fe} = e \cdot (N_1 + N_2)$; $e = |e_a| + |e_s|$; $e_a = h/200$; $e_{s2} = N_2 \cdot d / (N_1 + \sum N_2)$.

⁵¹ Per le pareti resistenti al sisma $S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[1.5 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right) - 0.5\right]$ [§ 7.8.1.5.2]. Nella formula si considera $\alpha = \frac{a_g}{g}$; $S = S_s \cdot S_t$. Z esprime l'altezza di parete dal baricentro di massa al piano di riferimento a terra. H è l'altezza totale, dall'estremità superiore dell'edificio fino al piano di riferimento a terra. Il fattore di comportamento (q_a) può essere assunto pari a 3.

⁵² L'eccentricità è espressa in centimetri, nel calcolo del momento è convertita in metri (es: 4.87=0.0487 m).

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

M2	83.16+10=93.16	4.90x0.63=3.09	30	1.09	27
MND	114.40+8=122.40	5.20x0.50=2.60	47	1.92	27
M5+	39.82+6=45.82	5.00x0.63=3.15	15	1.00	14

NOTA: La copertura è stata valutata considerando un carico da neve di 1.78 kN. Il peso del pacchetto di solaio della copertura affiora dai dati contenuti nella tavola T5.

UMA.1		PARETI PIANO ABITATO – P2						
$a_g/g = 0.113$				$S = S_s * S_t = 1.50$				
SETTO	h	Z	H	S_a	W_a [kN]	F_a	Q_a	M_{fmax} [kNm]
M1a	2.75	4.38	7.02	0.33	$2.75 * 0.55 * 1 * 22 = 33.28$	3.66	$3.66/2.75 = 1.33$	1.26
M1b					$2.75 * 0.63 * 1 * 22 = 38.12$	4.19	$4.19/2.75 = 1.52$	1.44
M2			7.75	0.31	$2.75 * 0.50 * 1 * 22 = 30.25$	3.17	$3.17/2.75 = 1.15$	1.09
MND			6.25	0.35	$2.75 * 0.63 * 1 * 22 = 38.12$	4.45	$4.45/2.75 = 1.62$	1.53
M5+								

CARICO SUPERIORE			
SETTO	Peso parete sovrastante (N1)	Peso solaio sovrastante (N2)	TOTALE [kN]
M1a	$1.27 * 0.55 * 1 * 22 = 15.37$	$(2 + 1.78) * 1.74 = 6.60$	21.97
M1b			
M2	$1.27 * 0.63 * 1 * 22 = 17.60$	$(2 + 1.78) * 1.70 = 6.43$	24.03
MND	$2.00 * 0.50 * 1 * 22 = 22.00$	$(3.78 * \frac{4.60}{2}) + [(3.26 * 0.46) * 2]$	33.70
M5+	$0.50 * 0.63 * 1 * 22 = 6.93$	$(3.78 * \frac{4.60}{2}) = 8.70$	15.63

CARICO ESAMINATO							
SETTO	N1 (parete)	N2 (solaio) ⁵³ – Tav.T4	TOT ⁵⁴	e_a	e_{s2}	e^{55}	M_{fe} [kNm]
M1a	$2.75/2 * 0.55 * 1 * 22 = 16.6$	$3.40 * 2.54 = 8.64$	47.21	1.38	1.68	3.06	1.445
M1b							
M2	$2.75/2 * 0.63 * 1 * 22 = 19.1$	51.77					
MND	$2.75/2 * 0.50 * 1 * 22 = 15.1$	$3.35 * 0.42 = 1.41$	50.21				
M5+	$2.75/2 * 0.63 * 1 * 22 = 19.1$	$3.35 * 0.45 = 1.51$	36.24				

SETTO	Carico p1+p2 [kN]	Area setto [m ²]	σ_0	$M_{ft} = M_{fmax} + M_{fe}$	$< M_u$
M1a	136.50	$2.3x0.55=1.27$	108	2.71	28
M1b	83.60	$1.30x0.55=0.72$	117		17
M2	327.90	$4.90x0.63=3.09$	106	3.06	77
MND	270.40	$5.20x0.50=2.60$	104	1.90	51
M5+	240.50	$5.00x0.63=3.15$	76	2.19	62

UMA.1		PARETI LOCALE SOTTOSTANTE – P1						
$a_g/g = 0.113$				$S = S_s * S_t = 1.50$				
SETTO	h	Z	H	S_a	W_a [kN]	F_a	Q_a	M_{fmax} [kNm]
M1a	3.00	1.50	7.02	0.22	$3.00 * 0.70 * 1 * 22 = 46.20$	3.39	$3.39/3.00 = 1.13$	1.27
M1b					$3.00 * 0.73 * 1 * 22 = 48.18$	3.53	$3.53/3.00 = 1.18$	1.33
M2			7.75	0.219	$3.00 * 0.50 * 1 * 22 = 33.00$	2.41	$2.41/3.00 = 0.80$	0.90
MND			6.25	0.23	$3.00 * 0.63 * 1 * 22 = 41.58$	3.19	$3.19/3.00 = 1.06$	1.19
M5+								

NOTA: Nel caso in esame si desume dai rilievi un incremento di spessore della parete M2. In questa circostanza occorre tener conto di una risega di 10 centimetri sul filo interno. Occorre pertanto inserire nei calcoli anche l'eccentricità impressa dal discostamento della forza di carico tra pareti (e_{s1}).

CARICO SUPERIORE			
SETTO	Peso parete sovrastante (N1)	Peso solaio sovrastante (N2)	TOTALE [kN]
M1a	$(1.27 + 2.75) * 0.55 * 1 * 22 = 48.64$	$6.60 + 8.64 = 15.24$	63.88
M1b			
M2	$(1.27 + 2.75) * 0.63 * 1 * 22 = 55.72$	$6.43 + 8.64 = 15.07$	70.79

⁵³ SOLAIO S5_sottotetto: peso pacchetto-solaio: 3.4 kN/m²; lunghezza-solaio agente su M1 (M2): 2.54 metri. Le fasce di solaio che scaricano sulle pareti MND e M5+ prevedono un peso minore di 3.35 kN/m² (escluso il profilo metallico).

⁵⁴ Comprensivo dei carichi sovrastanti.

⁵⁵ Vedi nota 54

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

MND	$(2.00 + 2.75) * 0.50 * 1 * 22 = 52.25$	$11.7 + 1.41 = 13.11$	65.36
M5+	$(0.50 + 2.75) * 0.63 * 1 * 22 = 45.05$	$8.70 + 1.51 = 10.21$	55.26

CARICO ESAMINATO								
SETTO	N1 (parete)	N2 (solaio) ⁵⁶ - Tav.T3a,b	TOT ⁵⁷	e_a	e_{s1} ⁵⁸	e_{s2}	e^{59}	M_{fe}
M1a	$3.00/2 * 0.70 * 1 * 22 = 23.1$	$6.33 * 2.40 = 15.19$	102.2	1.50	3.40	1.78	6.68	6.83
M1b			110.1					
M2	$3.00/2 * 0.73 * 1 * 22 = 24.1$		110.1		2.19	1.68	5.37	5.91
MND	$3.00/2 * 0.50 * 1 * 22 = 16.5$	$6.21 * 0.17 = 1.06$	82.92		0	0.11	1.61	1.34
M5+	$3.00/2 * 0.63 * 1 * 22 = 20.8$	$6.21 * 0.43 = 2.67$	78.73		0	0.36	1.86	1.46

SETTO	Carico p1+p2 [kN]	Area setto [m ²]	σ_0	$M_{ft} = M_{fmax} + M_{fe}$	$< M_u$
M1a	258.00	$2.3 \times 0.70 = 1.61$	160	8.10	56
M1b	163.20	$1.30 \times 0.70 = 0.91$	179		33
M2	610.80	$4.90 \times 0.73 = 3.58$	171	7.24	133
MND	445.50	$5.20 \times 0.50 = 2.60$	171	2.24	66
M5+	459.30	$5.00 \times 0.63 = 3.15$	146	2.65	95

ANALISI-UNITA' IN AGGREGATO

UMA.1 (2.1) - AGGREGATO			
CARICO SUPERIORE			
SETTO	Peso parete sovrastante (N1)	Peso solaio sovrastante (N2)	TOTALE [kN]
M2	$(1.27 + 2.75) * 0.63 * 1 * 22 = 55.72$	$S_{sx} + S_{dx} = 15.07 + 12.20 = 27.27$	83
MND	$(4.75 + 3.00) * 0.50 * 1 * 22 = 85$	$S_{sx} + S_{dx} = 13.11 + (13 + 7) = 33^{60}$	118
M5+	$(0.50 + 2.75) * 0.63 * 1 * 22 = 45.05$	$S_{sx} + S_{dx} = 10.21 + 7 = 17.21$	62

CARICO ESAMINATO								
SETTO	N1 (parete)	N2 (solaio)	TOT	e_a	e_{s1}	e_{s2}	e	M_{fe}
M2	$3.00/2 * 0.73 * 1 * 22 = 24.1$	$S_{sx} + S_{dx} = 15.19 + 8.80 = 24$	131	1.50	1.84	1.19	4.53	5.93
MND	$3.00/2 * 0.50 * 1 * 22 = 16.5$	$S_{sx} + S_{dx} = 1.0 + (6 * 0.5) = 4$	139		0	0.24	1.74	2.42
M5+	$3.00/2 * 0.63 * 1 * 22 = 20.8$	$S_{sx} + S_{dx} = 2.7 + (6 * 1.5) = 12$	95		1.39	2.89	2.75	

SETTO	Carico p1+p2 [kN]	Area setto [m ²]	σ_0	$M_{ft} = M_{fmax} + M_{fe}$ ⁶¹	$< M_u$
M2	$610.80 + 560.10$	$4.90 \times 0.73 = 3.58$	327	$1.33 + 5.93 = 7.26$	98
MND	$445 * 2$	$5.20 \times 0.50 = 2.60$	342	$0.90 + 2.42 = 3.32$	43
M5+	$459 * 2$	$5.00 \times 0.63 = 3.15$	291	$1.19 + 2.75 = 3.94$	91

CONCLUSIONI VERIFICA-UMA.1_3

I dati dimostrano che tutti i maschi murari dell'UMA.1 verificano nei confronti dell'azione ortogonale. Ogni parete, di ogni piano, ammette una resistenza maggiore dell'azione esercitata sia all'instabilità indotta da flessione (espulsione di materiale) sia da eccentricità di carico (ribaltamento).

La verifica si dimostra soddisfatta anche per le pareti analizzate in aggregato.

L'analisi prosegue con l'intento di verificare le pareti delle altre unità d'analisi solamente in considerazione dei carichi e della azioni che intervengono sulle pareti inferiori (setti maggiormente caricati).

⁵⁶ SOLAIO S1_abitazione: peso pacchetto-solaio: 6.33 kN/m²; lunghezza-solaio agente su M1 (M2): 2.40 metri. Le fasce di solaio che scaricano sulle pareti MND e M5+ prevedono un peso minore di 6.21 kN/m² (escluso il profilo metallico).

⁵⁷ Comprensivo dei carichi sovrastanti.

⁵⁸ La risega tra i piani è rispettivamente di 15 e 10 centimetri: $e_{s1} = N_1 * d_1 / (N_1 + \sum N_2)$.

⁵⁹ Vedi nota 54

⁶⁰ La parete MND prevede doppio solaio (dx e sx) fino al piano di copertura dell'abitazione esaminata e prevede, virtualmente, una parete e una copertura aggiuntiva. In facciata la parete emerge di un piano e porta a una copertura dell'unità confinante.

⁶¹ Il momento flettente massimo del maschio murario può essere espresso dal valore più grande tra quelli calcolati su ognuna delle facce, in funzione del diverso carico e altezza di unità minima ($M_{fmax}: \max(M_{f,dx}; M_{f,sx})$).

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

UMA.2.1								
PARETI LOCALE INFERIORE- P1								
$a_g/g = 0.113$					$S = S_s * S_t = 1.50$			
SETTO	h	Z	H	S_a	W_a [kN]	F_a	Q_a	M_{fmax} [kNm]
M2	2.50	1.25	6.00	0.22	$2.50 * 0.73 * 1 * 22 = 40.15$	2.94	1.18	0.92
MND+					$2.50 * 0.50 * 1 * 22 = 27.50$	2.02	0.81	0.63
M5a	2.00	1.50	3.00	0.23	$2.00 * 0.70 * 1 * 22 = 30.80$	2.36	1.18	0.59
M5b						3.08	1.54	0.77
M6a	2.50	1.25	6.00	0.22	$2.50 * 0.70 * 1 * 22 = 38.50$	2.82	1.13	0.88
M6b								

CARICO SUPERIORE			
SETTO	Peso parete sovrastante (N1)	Peso solaio sovrastante (N2)	TOTALE [kN]
M2	$3.50 * 0.73 * 1 * 22 = 56.21$	$(5.00 + 1.78) * (3.60/2) = 12.20$	68.41
MND+	$3.50 * 0.50 * 1 * 22 = 38.50$		50.70
M5a	$3.50 * 0.70 * 1 * 22 = 53.90$	0	53.90
M5b	0	0	0
M6a	$3.50 * 0.54 * 1 * 22 = 41.58$	$(4.80 + 1.78) * 0.30 = 1.97$	43.55
M6b		0	41.58

CARICO ESAMINATO								
SETTO	N1 (parete)	N2 (solaio) - Tav.T3a,b	TOT	e_a	e_{s1}^{62}	e_{s2}	e^{63}	M_{fe}
M2	$2.50/2 * 0.73 * 1 * 22 = 20.1$	$8.00 * 1.10 = 8.80$	97.30	1.25	0	1.10	2.35	2.29
MND+	$2.50/2 * 0.50 * 1 * 22 = 13.8$	$8.00 * 1.50 = 12.00$	76.50			1.31	2.56	1.96
M5a	$2.00/2 * 0.70 * 1 * 22 = 15.4$	0	69.30	1		0	1.00	0.69
M5b		$8.30 * (3.90/2) = 16.19$	31.60			5.98	6.98	2.21
M6a	$2.50/2 * 0.70 * 1 * 22 = 19.3$	0	79.04	1.25	3.90	2.39	7.54	5.96
M6b			60.90		5.07	0	6.32	3.85

SETTO	Carico p1+p2 [kN]	Area setto [m ²]	σ_0	$M_{ft} = M_{fmax} + M_{fe}$	$< M_u$
M2	560.20	$4.90 * 0.73 = 3.58$	157	3.21	129
MND+	375.70	$4.40 * 0.50 = 2.20$	171	2.59	56
M5a	105.00	$1.24 * 0.70 = 0.87$	121	1.28	26
M5b	46.70	$1.07 * 0.70 = 0.75$	62	2.98	14
M6a	130.10	$1.30 * 0.70 = 0.91$	143	6.84	30
M6b	181.00	$2.10 * 0.70 = 1.47$	123	4.73	45

UMA.2.2								
PARETI LOCALE INFERIORE- P1								
$a_g/g = 0.113$					$S = S_s * S_t = 1.50$			
SETTO	h	Z	H	S_a	W_a [kN]	F_a	Q_a	M_{fmax} [kNm]
M2+	2.00	1.00	7.00	0.21	$2.00 * 0.50 * 1 * 22 = 22.00$	1.54	0.77	0.39
M4a					$2.00 * 0.70 * 1 * 22 = 30.80$	2.16	1.08	0.54
M4b								
M4c								
M6a								
M6b					$2.00 * 0.60 * 1 * 22 = 26.40$	1.85	0.93	0.47
M7								

CARICO SUPERIORE			
SETTO	Peso parete sovrastante (N1)	Peso solaio sovrastante (N2) ⁶⁴	TOTALE [kN]
M2+	$(2.30 + 2.70) * 0.50 * 1 * 22 = 55.00$	$[(2.4 + 2 + 6.7) * 0.40] = 4.44$	59.44
M4a	$(2.30 + 2.70) * 0.64 * 1 * 22 = 70.40$		74.84
M4b			
M4c			

⁶² La risega tra i piani è di 16 centimetri: $e_{s1} = N_1 * 16 / (N_1 + \sum N_2)$.

⁶³ Vedi nota 54

⁶⁴ La copertura a due falde prevede un carico approssimabile a 2.40 kN/m², con un carico da neve di 2 kN/m² (equivalente a 4.4 kN/m²). Il solaio del locale di servizio prevede un carico di 6.7 kN/m².

Analisi edificio in centro storico - Sant'Elia a Pianisi (CB)

M6a	$(2.30 + 2.70) * 0.54 * 1 * 22 = 59.40$	$(2.4 + 2 + 6.7) * 2.70 = 29.97$	89.37
M6b			
M7	$(2.30 + 2.70) * 0.60 * 1 * 22 = 66.00$		95.97

CARICO ESAMINATO								
SETTO	N1 (parete)	N2 (solaio) – Tav.T4 ⁶⁵	TOT	e_a	e_{s1} ⁶⁶	e_{s2}	e	M_{fe}
M2+	$2.00/2 * 0.50 * 1 * 22 = 11.0$	$7.20 * 2.71 = 19.51$	89.95	1	0	1.81	2.81	2.53
M4a	$2.00/2 * 0.70 * 1 * 22 = 15.4$	$7.00 * 0.40 = 2.80$	93.04		0.99	0.35	2.34	2.18
M4b		$7.20 * 2.71 = 19.51$	109.8		0.84	2.07	3.91	4.29
M4c		$7.00 * 0.40 = 2.80$	93.04		0.99	0.35	2.34	2.18
M6a	$2.00/2 * 0.70 * 1 * 22 = 15.4$	$7.00 * 1.90 = 13.30$	118.1		2.09	1.31	4.40	5.20
M6b								
M7	$2.00/2 * 0.60 * 1 * 22 = 13.2$	$7.00 * 2.20 = 15.40$	124.6		0	1.24	2.24	2.79

SETTO	Carico p1+p2+p3 [kN]	Area setto [m ²]	σ_0	$M_{ft} = M_{fmax} + M_{fe}$	$< M_u$
M2+	346.70	$4.20 \times 0.50 = 2.10$	165	2.92	53
M4a	97.10	$0.89 \times 0.70 = 0.62$	157	2.72	22
M4b	196.60	$1.80 \times 0.70 = 1.26$	156	4.83	44
M4c	118.80	$1.05 \times 0.70 = 0.74$	161	2.72	26
M6a	200.40	$1.30 \times 0.70 = 0.91$	220	5.74	34
M6b	252.80	$2.10 \times 0.70 = 1.47$	172		53
M7	749.00	$6.40 \times 0.60 = 3.84$	195	3.26	122

ANALISI-UNITA' IN AGGREGATO

L'analisi intende sottoporre a verifica due setti in particolare, M6a e M3, appartenenti al piano interrato.

UMA.2.2 (2.1) - AGGREGATO								
$a_g/g = 0.113$					$S = S_s * S_e = 1.50$			
SETTO	h	Z	H	S_a	W_a [kN]	F_a	Q_a	M_{fmax} [kNm]
M6a	1.95	0.98	1.95	0.30	$1.95 * 0.70 * 1 * 22 = 30$	3.00	1.54	0.73
M3					$1.95 * 0.24 * 1 * 8 = 4$	0.40	0.21	0.10

CARICO SUPERIORE			
SETTO	Peso parete sovrastante (N1)	Peso solaio sovrastante (N2)	TOTALE [kN]
M6a	$(2.30 + 2.70 + 2.00) * 0.54 * 1 * 22 = 83$	$S_{sx} + S_{dx} = 43.27 + 19.33 = 62.60$	145.60
M3	$2.00 * 0.10 * 1 * 8 = 16^{67}$	0	16

CARICO ESAMINATO								
SETTO	N1 (parete)	N2 (solaio) – Tav.T3a,b	TOT	e_a	e_{s1}	e_{s2}	e	M_{fe}
M6a	$1.95/2 * 0.70 * 1 * 22 = 15.0$	$S_{sx} + S_{dx} = 16.19 + (3.6 * 2.35)$	185	0.98	1.30	0.97	3.25	6.01
M3	$1.95/2 * 0.24 * 1 * 8 = 1.9$	$S_{sx} + S_{dx} = (4 * 0.9) + (4 * 1.3)$	27		0	0.47	1.45	0.39

SETTO	Carico p1+p2 [kN]	Area setto [m ²]	σ_0	$M_{ft} = M_{fmax} + M_{fe}$	$< M_u$
M6a	$39 + (207 + 6.5) + (269)$	$1.30 \times 0.70 = 0.91$	573	6.74	64
M3	$(6.6 + 42) + (15 + 25)$	$4.10 \times 0.24 = 0.98$	90	0.49	8.4

CONCLUSIONI VERIFICA_3

I dati dimostrano che tutte le unità minime analizzate verificano nei confronti dell'azione ortogonale. Ogni unità prevede dei setti in grado di respingere eventuali fenomeni d'instabilità, dovuti a espulsione di materiale (flessionale) e ribaltamento (eccentricità di carico gravitazionale). Le pareti sottoposte ad analisi convergono verso questo risultato anche nel caso in cui prevedono un carico di solaio in aggregato. In particolare le pareti nominate M2 e M6a dimostrano di resistere all'azione, supposto che le stesse prevedono anche una risega o leggero incremento di spessore nel passaggio di piani (tra il primo piano e quello che lo precede).

⁶⁵ Il solaio calpestabile (soffitto del soppalco) prevede un carico di 7 kN/m², la presenza del profilo metallico approssima il carico a 7.2 kN/m².

⁶⁶ La risega tra i piani è di 16 centimetri per la parete M6a e di 6 per la parete M4: $e_{s1} = N_1 * d / (N_1 + \sum N_2)$.

⁶⁷ Peso del tramezzo superiore, 8 kN/m³.

CONSIDERAZIONI FINALI

L'analisi ha dimostrato che ogni unità (1, 2.1, 2.2) confida in una struttura muraria capace di sopperire alle azioni indotte dal sisma entro un periodo di ritorno di 110 anni (V_N : 11,6 anni).

In particolare i dati dimostrano che la tessitura muraria irregolare riesce a fare leva sulle caratteristiche costruttive intrinseche - regolarità in pianta e maggiore estensione di pareti cieche - per superare i momenti sollecitanti.

I maschi murari delle unità minime analizzate verificano anche in aggregato.

Per ragioni legate al contesto storico e all'intricato disegno e involuppo degli spazi interni è sconsigliato qualsiasi intervento che riduca le dimensioni dei setti resistenti, in particolare modo quelli appartenenti alle sotto-unità 2.1 e 2.2.