



UNIVERSITÀ
POLITECNICA
DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA
CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA EDILE

**Edifici del costruito storico dell'entroterra
marchigiano colpiti dal sisma del 2016:
analisi di vulnerabilità e strategie di
riabilitazione di un caso studio**

**Historic buildings in the Marche hinterland damaged by the 2016
earthquake: vulnerability analysis and rehabilitation strategies of a case
study**

Candidato:
Emanuele Traini

Relatore:
Dott.ssa Erica Magagnini

Correlatore:
Prof. Ing. Roberto Capozucca
Ing. Fabrizio Boccanera

Anno Accademico 2023-2024

Indice

Premessa	4
1 Comportamento della muratura storica alle azioni sismiche	6
1.1 Comportamento a compressione e taglio	6
1.1.1 Modello statico	6
1.1.2 Comportamento a compressione semplice della muratura	9
1.1.3 Comportamento a sollecitazioni di compressione e taglio	15
1.1.4 Caratterizzazione meccanica della muratura esistente	22
1.2 Comportamento della muratura sollecitata a sisma	32
1.2.1 Concetti generali	32
1.2.2 Meccanismi di danno e collasso	35
1.2.3 Analisi cinematica lineare di un cinematismo	40
1.3 Sistemi per il miglioramento sismico degli edifici in muratura	43
1.3.1 Nozioni generali	43
1.3.2 Tiranti e catene	43
1.3.3 Altre tecniche di consolidamento	50
2 Studio delle vulnerabilità e dei meccanismi di danno di un caso studio	55
2.1 Analisi dello stato di fatto	55
2.1.1 Geolocalizzazione	55
2.1.2 Rilievo geometrico	55
2.1.3 Quadro fessurativo e individuazione dei meccanismi di collasso	66
2.2 Caratterizzazione delle proprietà meccaniche della muratura	74
2.3 Definizione dei parametri di progetto	79
2.3.1 Azione sismica	79
2.3.2 Carico da neve	84
2.3.3 Azione del vento	85
2.3.4 Analisi dei carichi	90
2.4 Studio dei meccanismi con <i>Aedes PCM</i>	95
2.4.1 Modellazione architettonica e inserimento dati	95
2.5 Analisi dei meccanismi di danno e calcolo del coefficiente ζ_e	99
3 Proposta di adeguamento sismico di un caso studio	105
3.1 Scelta dei presidi antisismici	105
3.2 Modellazione dei presidi antisismici	105
3.3 Analisi del miglioramento sismico e conclusioni	109
Bibliografia e sitografia	112
Ringraziamenti	114

Premessa

Il patrimonio edilizio residenziale del nostro paese è costituito per più del 50% da edifici in muratura portante di cui un quarto di questi è costruito prima del 1950,¹ solitamente senza i più basilari accorgimenti per garantire una sufficiente resistenza alle azioni sismiche.

Questo ha come diretta conseguenza una forte vulnerabilità alle azioni orizzontali di una buona parte degli edifici ad uso abitativo nel nostro Paese, specialmente nei centri storici, messa tragicamente in evidenza dagli eventi sismici degli ultimi anni come quello che ha colpito la città dell'Aquila nel 2009 e dalla più recente sequenza sismica Amatrice-Norcia-Visso che ha interessato il centro Italia nel 2016.

Questi episodi hanno dato una forte spinta agli interventi mirati al miglioramento sismico dell'esistente mediante l'utilizzo di software di calcolo sempre più accurati e di tecniche di consolidamento innovative, come i materiali compositi (*FRP* e *FRCM*) che si affiancano ai presidi convenzionali, come tiranti e cordoli.

Una delle fasi più complesse ed influenti su tutto il processo di pianificazione degli interventi sul patrimonio edilizio esistente è quella preliminare della stima delle proprietà meccaniche della muratura, nonché la definizione di un modello statico affidabile per studiarne il comportamento a sollecitazioni di compressione e taglio.

La Circolare Applicativa alle NTC2018 riporta: *la muratura in una costruzione esistente è il risultato dell'assemblaggio di materiali diversi, in cui la tecnica costruttiva, le modalità di posa in opera, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti e il loro stato di conservazione, determinano il comportamento meccanico dell'insieme.*²

Questa non è quindi omologabile ad un prodotto industriale, frutto di un processo standardizzato e controllato, ma va trattata come un prodotto artigianale, con caratteristiche dipendenti dal periodo storico, dal luogo di fabbricazione, dalle capacità delle maestranze, dalla porzione di edificio in esame e dalla sua importanza.

La presente tesi riporta inizialmente una descrizione del comportamento a compressione e taglio della muratura, studiato mediante il modello di *Hildorf*, il criterio di *Mohr-Coulomb* e trattato dalla normativa vigente. Si presentano inoltre le principali prove diagnostiche distruttive e non distruttive finalizzate alla sua caratterizzazione meccanica, effettuabili *in situ* o in laboratorio.

Si descrivono poi il concetto di macroelemento e i principali meccanismi di danno e collasso che possono innescarsi a seguito di un'azione sismica, trattando brevemente i principali presidi antisismici e la procedura di calcolo per il dimensionamento di un tirante.

Si passa infine all'analisi di un caso studio affrontato durante l'esperienza di tirocinio presso lo studio dell'Ing. Fabrizio Boccanera, consistente nella valutazione dello stato di fatto e nella pianificazione di interventi per il miglioramento sismico di un'abitazione danneggiata dal sisma del 2016. Sono stati forniti dall'azienda ospitante un rilievo geometrico, un accurato quadro fessurativo e un rilievo fotografico, utilizzati come punto di partenza per la valutazione dello stato di fatto. Sono *in primis* definiti i parametri di progetto, ovvero le proprietà meccaniche della muratura e i carichi gravanti sulla struttura, per poi individuare sia i meccanismi di collasso già in atto che quelli che possono innescarsi in caso di nuovi eventi sismici.

¹Fonte: Censimento Istat 2011

²C8.5.3.1-Circolare Applicativa 7/2019 delle NTC2018

Si è poi passati allo sviluppo di un modello dell'edificio sul software strutturale *Aedes PCM*, all'interno del quale sono stati inseriti tutti i dati di *input* definiti i possibili cinematismi, ottenendo per ciascuno l'indicatore di rischio sismico ζ_e associato.

Per la definizione della proposta di intervento, invece, sono stati individuati e dimensionati i presidi più opportuni per far fronte alle singole criticità, inserendoli nel software e ripetendo il calcolo al fine di confrontare stato di fatto e di progetto: nel caso specifico, sono stati selezionati un cordolo in acciaio, una fasciatura in *FRCM* e di tiranti.

Alla fine è stato possibile, confrontando le relazioni di calcolo elaborate dal software, quantificare il miglioramento sismico ottenuto, descritto in maniera esemplificativa con l'incremento del coefficiente ζ_e

Comportamento della muratura storica alle azioni sismiche

1.1 Comportamento a compressione e taglio

1.1.1 Modello statico

La muratura nel suo complesso è essenzialmente un materiale non lineare, disomogeneo e anisotropo, avente buona resistenza alle sollecitazioni di compressione e scarsa a quelle di trazione. Frequente causa di crisi sono sollecitazioni combinate di compressione e taglio.

Per comprendere il comportamento statico di un edificio in muratura è opportuno definire la statica del suo principale elemento costituente: il pannello. Questo ha una geometria bidirezionale, nella quale due dimensioni prevalgono sullo spessore e presenta un comportamento approssimabile a quello di una lastra, nella quale i carichi agiscono parallelamente al piano medio.¹

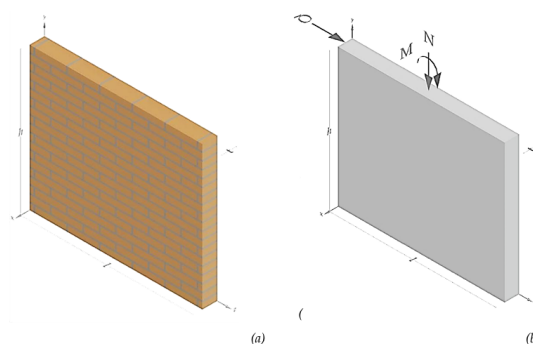


Figura 1.1: Comportamento a lastra del pannello murario.

In questo capitolo, inoltre, si fa esclusivamente riferimento all'apparecchiatura muraria dell'*Opus Quadratum* con elementi in laterizio, nella quale la regolare presenza di diatoni nelle murature a più teste migliora il comportamento alle azioni fuori dal piano, garantendo un più efficace comportamento monolitico della lastra. Non si analizzano altre tipologie murarie come la muratura cava o armata che risultano di più complessa trattazione.

¹Le immagini e le informazioni in questo paragrafo sono tratte dalla Tesi di Laurea *Analisi di muratura storica non rinforzata e rinforzata con materiali speciali*, studentessa ALESSIA COSSIGNANI, Relatore prof. ing. ROBERTO CAPOZUCCA, a.a. 2017/2018.

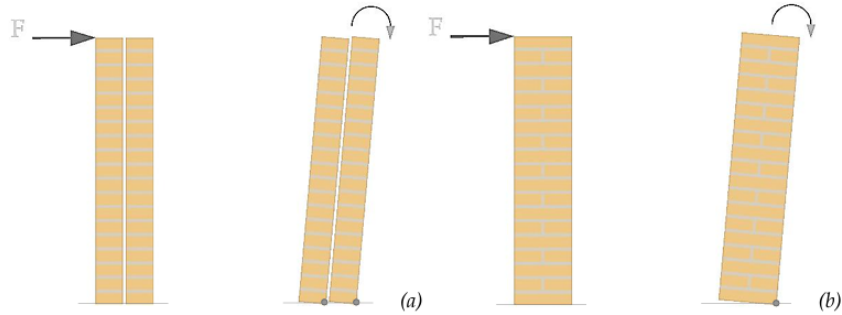


Figura 1.2: Comportamento a carichi perpendicolari al piano principale di: (a) pannello murario privo di connessione trasversale; (b) pannello con regolare presenza di diatoni.

In ogni caso, lo stato tensionale della muratura è rappresentabile tramite il *cerchio di Mohr*, dal quale è anche possibile individuare gli stati tensionali che possono indurre crisi nel materiale e l'inclinazione dei corrispondenti piani di frattura.

Si considera inizialmente un generico vettore di tensione di un punto P in funzione dell'angolo α che esso forma con la normale al piano:

$$P(\alpha) = \begin{bmatrix} \sigma_n(\alpha) \\ \tau_{nt}(\alpha) \end{bmatrix} \quad (1.1)$$

e si ottiene il generico tensore della tensione T nel medesimo punto:

$$T = \begin{bmatrix} \sigma(x) & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma(y) \end{bmatrix} \quad (1.2)$$

Calcolando poi centro e raggio, sarà possibile disegnare il *cerchio di Mohr* e conoscere quindi lo stato tensionale piano del corpo associato ad ogni punto.

Considerando il caso della **compressione semplice**, ottenibile ad esempio con una prova di compressione, si ottiene il corrispondente tensore delle tensioni:

$$T = \begin{bmatrix} -\sigma(x) & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (1.3)$$

Il cerchio sarà logicamente posizionato nel quadrante negativo delle ascisse. È inoltre possibile notare come siano presenti anche tensioni tangenziali, pur non avendo effettuato una prova di taglio. Queste, così come i corrispondenti piani di frattura, risultano inclinati di 45° rispetto alle due direzioni principali.

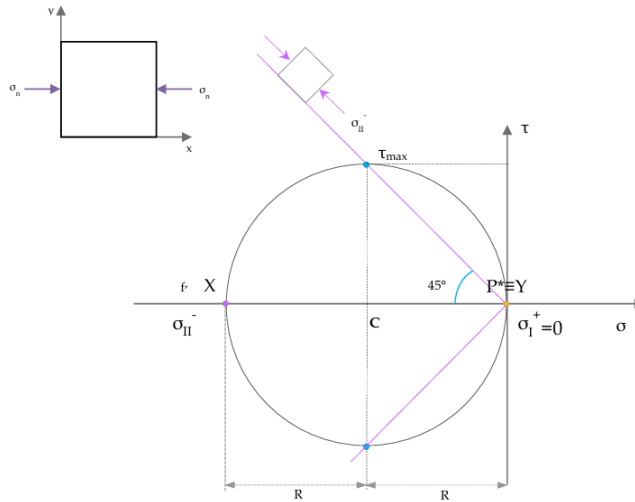


Figura 1.3: *Cerchio di Mohr* relativo ad una prova di compressione.

Il caso di **trazione monoassiale** sarà caratterizzato da un tensore analogo, ad eccezione del segno dell'unica componente diversa da 0.

$$T = \begin{bmatrix} \sigma(x) & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (1.4)$$

Conseguentemente, il cerchio di *Mohr* sarà posizionato nel quadrante positivo delle ascisse.

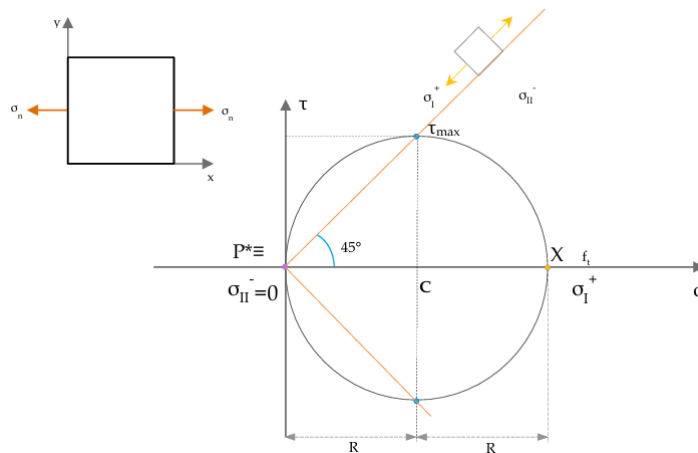


Figura 1.4: *Cerchio di Mohr* relativo ad una prova di trazione.

Considerando infine una sollecitazione di **taglio puro**, si ottiene il seguente tensore, tenendo però conto della differenza dei segni delle tensioni tangenziali nel piano di *Mohr* rispetto a quella convenzionale.

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{bmatrix} \quad (1.5)$$

In questo caso, il centro del cerchio coincide con l'origine degli assi.

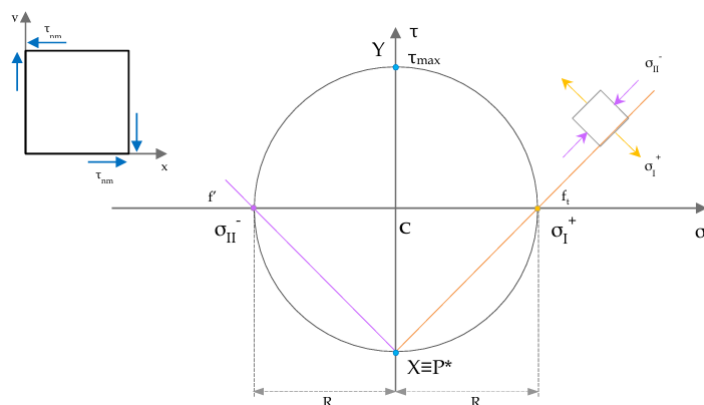


Figura 1.5: Cerchio di Mohr relativo ad una prova di taglio.

1.1.2 Comportamento a compressione semplice della muratura

Il principale parametro meccanico che caratterizza la muratura è la sua resistenza a compressione, direttamente influenzata dalla mutua interazione tra i due elementi costituenti: il laterizio, più rigido, ha un comportamento elasto-fragile mentre la malta, più duttile, un comportamento elasto-plastico. Nel complesso, la muratura presenta un comportamento intermedio tra i due componenti, visibile nel grafico sottostante ².

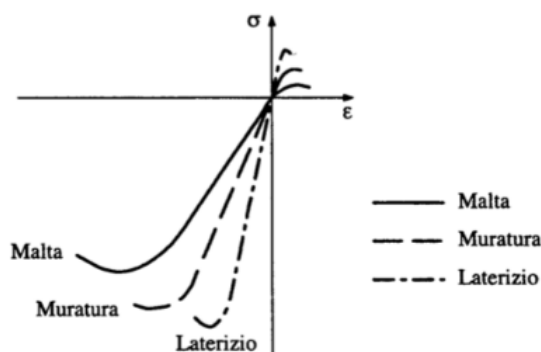


Figura 1.6: Diagramma sforzo deformazione di laterizio, malta e muratura.

Durante una prova di compressione semplice, nella muratura si instaura uno stato tensionale triassiale, incrementato dall'interazione mattone-malta: quest'ultima, avendo un coefficiente di *Poisson* maggiore, presenta una maggiore tendenza alla deformazione rispetto al laterizio, che ne impedisce la libera deformazione. Questo effetto confinamento genera sulla malta sollecitazioni di compressione, mentre nel laterizio tensioni di trazione che dipenderanno direttamente dalla deformabilità e dallo spessore del giunto di malta.

²OLIVITO RENATO, *Statica e stabilità delle costruzioni murarie*, Pitagora, 2009

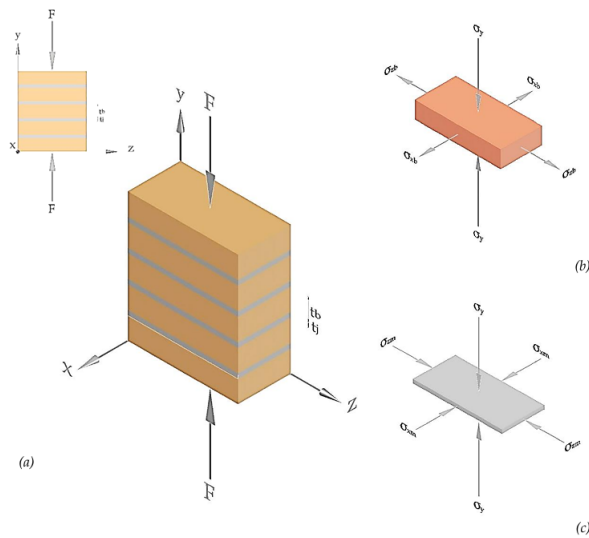


Figura 1.7: Stato tensionale corrispondente ad una prova di compressione semplice di: (a) elemento murario; (b) elemento in laterizio; (c) giunto di malta.

Considerando il semplice **elemento in laterizio**, è possibile individuare una retta che ne rappresenta il suo limite di resistenza all'interno del piano avente σ_{xb} (trazione orizzontale) sulle ascisse e σ_y (compressione) sulle ordinate. L'involuppo di rottura ha un'equazione lineare:

$$\sigma_{xb} = f_{bt} \left(1 - \frac{\sigma_y}{f'_b} \right) \quad (1.6)$$

dove f_{bt} è il limite di resistenza a trazione orizzontale e f'_b è il limite di resistenza a compressione. La rottura del provino avviene quando lo stato tensionale del mattone è tangente alla retta limite (punto P'). Nell'immagine sottostante, è inoltre possibile notare come stati di compressione semplice o di trazione producano il medesimo quadro fessurativo.

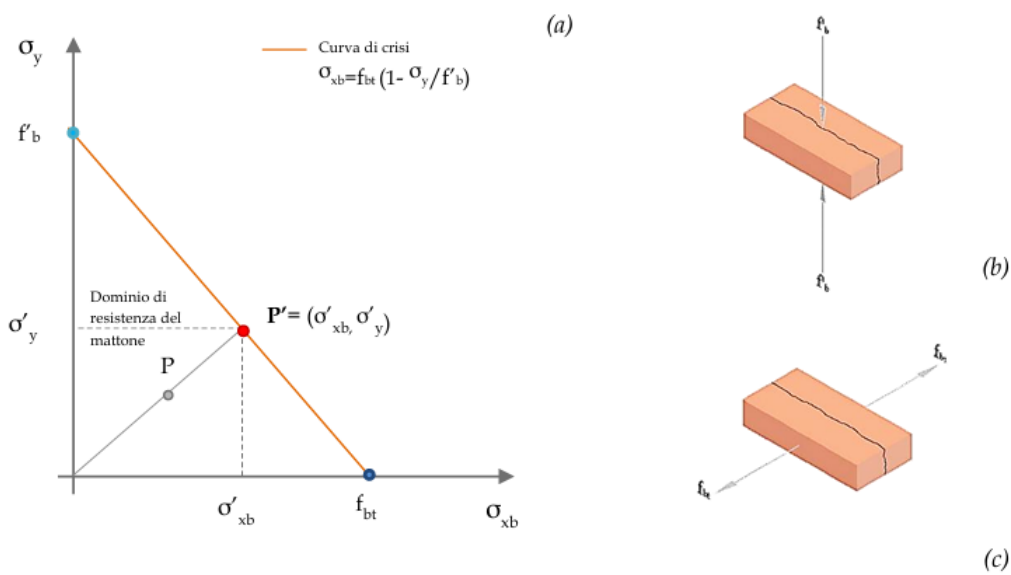


Figura 1.8: Stato tensionale corrispondente ad una prova di compressione semplice: (a) involucro di rottura di un elemento in laterizio; (b) rottura a compressione; (c) rottura a trazione.

L'affidabilità di una prova di compressione sui laterizi è fortemente influenzata dalla variabilità delle proprietà meccaniche dei singoli elementi, che dipendono dalle materie prime utilizzate, dall'omogeneità dell'impasto e dalle fasi di formatura e cottura.

Se il mattone moderno può essere considerato frutto di un processo standardizzato e controllato in tutte le sue fasi, nelle costruzioni storiche la qualità dei laterizi, quindi della muratura, può essere molto variabile e l'esito di una prova di compressione limitata ad una porzione della struttura può non essere attendibile per il resto della costruzione.

Il secondo elemento costituente della muratura è il **giunto di malta**, il quale spessore influenza il comportamento globale del pannello murario: al crescere dello spessore migliora la ripartizione del carico tra i laterizi ma cresce anche la tendenza alla deformazione, inducendo stati di trazione sugli elementi stessi.

Anche il giunto di malta, se soggetto a compressione semplice, presenta uno stato di tensione pluriassiale con andamento non lineare. La retta limite in questo caso è rappresentata dall'equazione:

$$\sigma_y = 4,1\sigma_{xm} + f'_m \quad (1.7)$$

dove σ_{xm} è la tensione radiale dovuta al carico verticale, σ_y è la tensione media in direzione y e f'_m è il limite di resistenza cilindrica a compressione della malta.

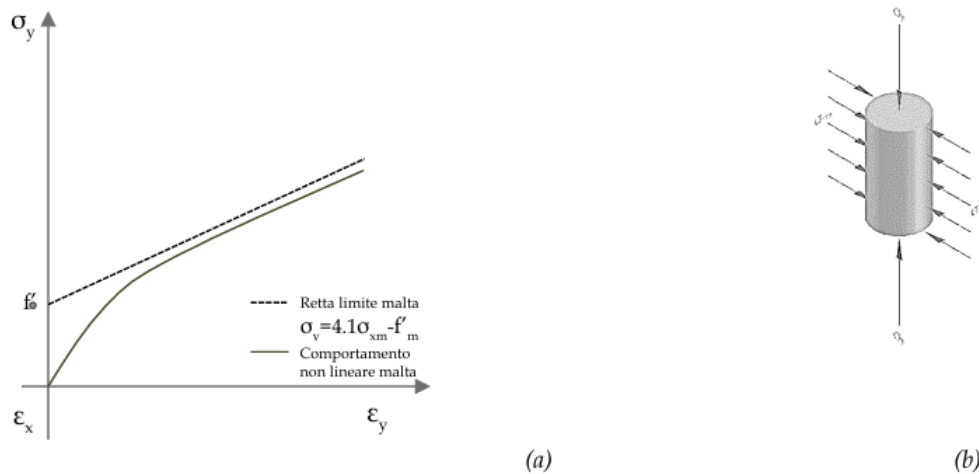


Figura 1.9: (a) diagramma sforzo deformazione di un provino cilindrico; (b) rappresentazione dello stato tensionale pluriassiale.

Se per il nuovo una prova di compressione su un provino di malta è di facile esecuzione e produce risultati affidabili, sull'esistente la situazione risulta più complessa in quanto è di fatto impossibile estrarre dei campioni di malta dalle dimensioni sufficienti per una prova di compressione. Si deve ricorrere quindi ad un'analisi diffrattometrica dei campioni estratti ed alla produzione *ex-novo* di una nuova malta avente la medesima composizione da utilizzare nelle prove di laboratorio dopo la stagionatura.

A questo punto, è possibile riportare le rette limite della malta e del mattone in un unico grafico.

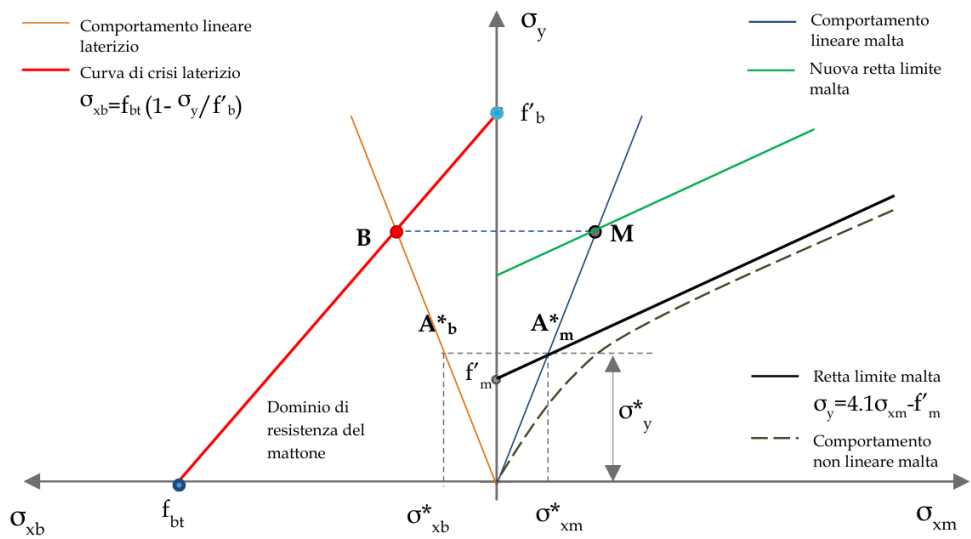


Figura 1.10: Diagramma sforzo deformazione dell'insieme malta-mattone.

Assumendo inizialmente un comportamento lineare, consideriamo due rette quasi simmetriche rispetto all'asse delle ordinate: osservando il grafico, si osserva che la rottura della malta, corrispondente al punto A_b^* , anticipa quella del laterizio che risulta integro e in uno stato tensionale rappresentato da A_m^* .

Al contrario, se si considera la duttilità dei materiali e le tensioni di trazione indotte sul laterizio nell'interfaccia malta-mattone, il cedimento avviene prima nell'elemento (punto B).

Quest'ultimo, rompendosi, induce la rottura del giunto di malta (punto M), che invece avrebbe potuto contare su un campo plastico più ampio.

Un modello utilizzabile per la stima della resistenza a compressione della muratura è quello di **Hildorf** che tiene conto dello stato tensionale pluriassiale e delle tensioni di interazione tra malta e mattone, trattando la muratura come materiale omogeneo e isotropo in campo elastico.

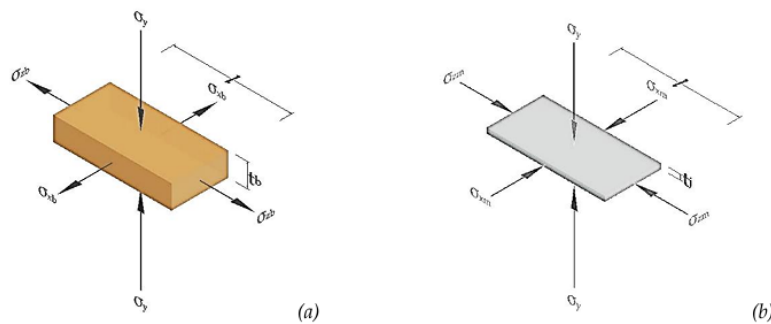


Figura 1.11: Stato tensionale pluriassiale generato dalla compressione semplice su (a) laterizio e (b) giunto di malta.

Il modello impone prima di tutto una condizione di equilibrio tra malta e mattone, ponendo la risultante F_b delle tensioni di trazione σ_t sull'elemento pari a N_m , risultante delle tensioni di confinamento sulla malta. Si ottiene così:

$$F_b = N_m \rightarrow \sigma_{xb} \cdot l \cdot t_b = \sigma_{xm} \cdot l \cdot t_j \rightarrow \sigma_{xb} = \frac{t_j}{t_b} \cdot \sigma_{xm} \quad (1.8)$$

La rottura della muratura, come precedentemente accennato, può avvenire per:

- rottura per schiacciamento dei giunti di malta, dove la massima tensione radiale, ricavata dalla (1.7), risulta

$$\sigma_{xm} = \frac{\sigma_y - f'_m}{4,1} \quad (1.9)$$

- rottura del laterizio

$$\sigma_{xb} = f_{bt} \left(1 - \frac{\sigma_y}{f'_b} \right) \quad (1.10)$$

Considerando inizialmente la rottura per schiacciamento della malta, sostituendo la (1.9) nell'ultima espressione della (1.8) si ottiene

$$\sigma_{xb} = \frac{t_j}{t_b} \cdot \frac{\sigma_y - f'_m}{4,1} \quad (1.11)$$

e ponendo $\alpha = \frac{t_j}{t_b}$ si ottiene

$$\sigma_{xb} = \alpha(\sigma_y - f'_m) = \alpha \cdot \sigma_y - \alpha \cdot f'_m \quad (1.12)$$

Si suppone ora la contemporanea rottura degli elementi in laterizio e della malta e si eguagliano quindi la tensione radiale σ_{xb} della formula precedente con quella nell'espressione (10), ottenendo così:

$$f_{bt} - \frac{f_{bt}}{f'_b} \cdot \sigma_y = \alpha \cdot \sigma_y - \alpha \cdot f'_m \Rightarrow \sigma_y \left(\frac{\alpha \cdot f'_b + f_{bt}}{f'_b} \right) = f_{bt} + \alpha \cdot f'_m \quad (1.13)$$

Si ottiene così la **formula di Hildorf**, che restituisce una stima della resistenza a compressione σ_y

$$\sigma_y = \frac{f_{bt} + \alpha \cdot f'_m}{f_{bt} + \alpha \cdot f'_b} \cdot f'_b \quad (1.14)$$

Le evidenze sperimentali dimostrano però che il valore ottenuto sovrastima la resistenza della muratura, rendendo così necessario l'utilizzo di un coefficiente correttivo U_m , detto *coefficiente di uniformità della muratura*, che tiene conto di vari fattori che modificano il comportamento. Tale coefficiente assume un valore che può variare nel range

$$1,1 \leq U_m \leq 2,5$$

Introducendo questo coefficiente e ponendo $K = \frac{f_{bt} + \alpha \cdot f'_m}{f_{bt} + \alpha \cdot f'_b}$ la *formula di Hildorf* diventa

$$f = K \cdot \frac{f'_b}{U_m} \quad (1.15)$$

La **resistenza caratteristica a compressione** di una **muratura di nuova costruzione** è determinabile secondo il §11.10.3.1.1 delle *NTC2018* sulla base di risultati sperimentali mediante la seguente espressione:

$$f_k = f_m - k \cdot s \quad (1.16)$$

dove f_m è la resistenza media a compressione, k è un coefficiente che dipende dal numero dei provini e s lo scarto quadratico medio.

Tale relazione è utilizzabile disponendo di un adeguato numero di provini da sottoporre a test, dove ciascuno di questi è costituito da almeno 3 elementi uguali dalle dimensioni dipendenti da quelle dei blocchi utilizzati e dai rapporti geometrici ben definiti. I campioni hanno le superfici inferiori e superiori rifinite con uno strato di malta e hanno superato il convenzionale periodo di stagionatura di 28 giorni.

Il carico è applicato gradualmente, con intervalli di circa 20 secondi e incrementi di forza di $0,5N/mm^2$. Si eseguono poi ulteriori prove sui singoli materiali, al fine di determinare le resistenze a compressione della malta f'_m e del blocco f'_b .

- si effettua un test di flessione sui 3 provini prismatici dalle dimensioni $40 \times 40 \times 160mm$ mediante un test di compressione, con un successivo test di compressione sulle due metà prodotte
- si effettua un test di compressione su 10 blocchi con carico agente in direzione ortogonale al letto di posa.

Le attuali normative permettono di stimare il valore della resistenza a compressione utilizzando la tabella presente al §11.10.3.1.2 in funzione della classe di appartenenza della malta e della resistenza caratteristica a compressione f_{bk} del laterizio. I valori della tabella si riferiscono a murature con giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e con spessore compreso tra 5 e 15mm.

Qualora il produttore fornisca solamente il valore medio, la resistenza caratteristica è calcolabile mediante la seguente relazione riportata nello stesso capitolo:

$$f_{bk} = 0,8 \cdot f_{bm} \quad (1.17)$$

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	–

Figura 1.12: Stima della resistenza a compressione della muratura secondo *NTC2018*.

1.1.3 Comportamento a sollecitazioni di compressione e taglio

Lo stato tensionale più frequente nelle strutture in muratura è quello dovuto a sollecitazioni combinate di compressione e taglio. In particolare, la resistenza a taglio risulta fortemente influenzata dalle tensioni di compressione dovute ai carichi verticali.

A tal proposito, la normativa distingue:

- f_{vk0} : resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali
- f_{vk} : resistenza caratteristica a taglio in presenza di carichi verticali agenti nel piano.

Il raggiungimento della resistenza limite con la contemporanea presenza di compressione e taglio può comportare a una delle seguenti tipologie di rottura, legate sia allo stato tensionale che al rapporto tra l'altezza H e la larghezza L del pannello:

- rottura per flessione, su pannelli con $H/L > 2$
- rottura per taglio, su pannelli con $H/L \leq 1$ e andamento inclinato delle linee di fessurazione
- rottura per scorrimento dei giunti di malta, dovuta alla scarsa qualità della malta.

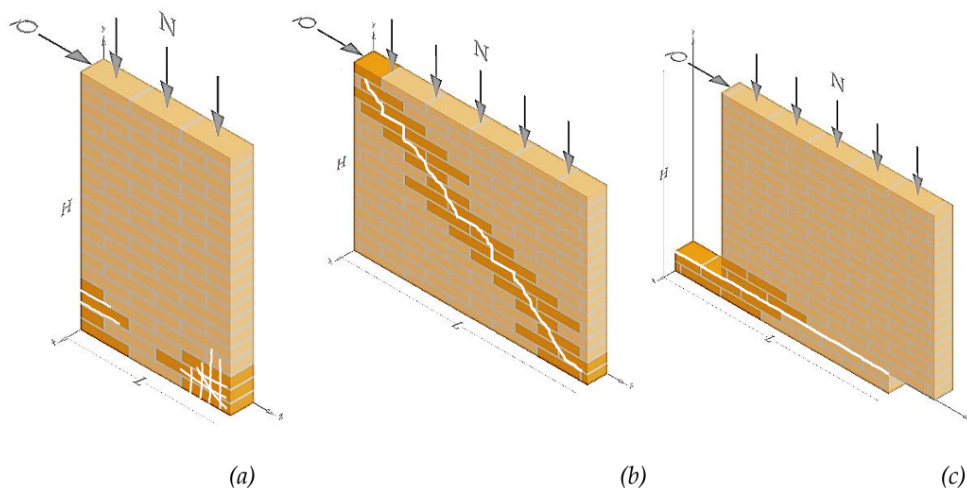


Figura 1.13: Meccanismi di rottura del pannello murario: a) rottura per flessione b) rottura per taglio c) rottura per scorrimento.

Al fine di valutare la resistenza teorica a taglio della muratura possono essere utilizzati i criteri *Mohr-Coulomb* e di *Hendry*, tenendo conto delle tensioni normali. Tali criteri prevedono due possibili meccanismi di rottura:

- **rottura per scorrimento**, dovuta al superamento della resistenza della tensione tangenziale: si manifesta con il distacco dei giunti di malta lungo un piano di frattura inclinato di $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$
- **rottura per trazione**, dovuta al superamento della tensione tangenziale: si manifesta con fessure perpendicolari alle direzioni con massima tensione di trazione.

Le due tipologie di rottura sono visibili nell'immagine sottostante:³

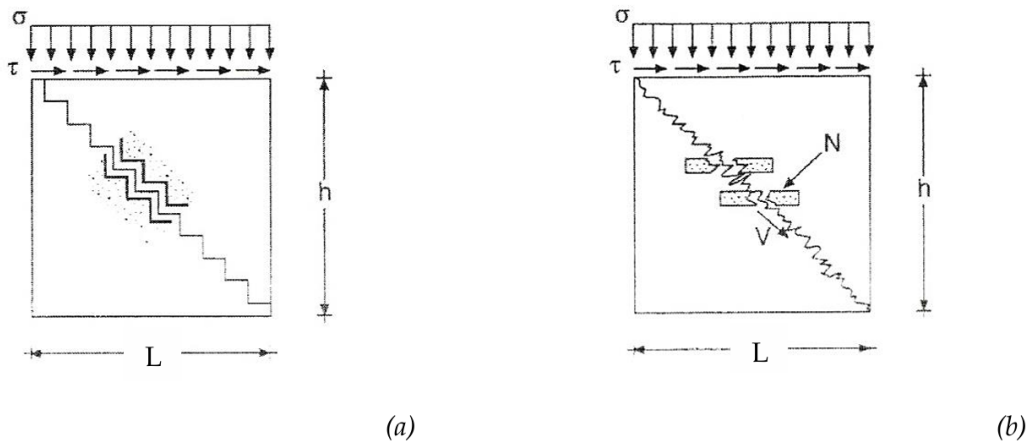


Figura 1.14: Sollecitazione combinata di compressione e taglio a) rottura per scorrimento b) rottura per trazione.

La rottura per scorrimento dei giunti di malta può essere studiata mediante il criterio di *Mohr-Coulomb*, che fornisce una stima della resistenza a taglio in funzione dello sforzo di compressione. Si rappresenta sul piano di *Mohr* lo stato tensionale corrispondente ad una condizione di taglio e compressione, corrispondente ad un cerchio interamente nel semiasse negativo delle ascisse.

L'involuppo di rottura, che lega le tensioni tangenziali a quelle normali è:

$$|\tau| = c + \sigma \cdot \tan\varphi \quad (1.18)$$

dove:

- $|\tau|$ è il valore assoluto delle tensioni tangenziali [N/mm^2]
- c è la coesione e dipende dall'adesione tra malta e mattone [N/mm^2]
- σ è il valore delle tensioni di compressione
- φ è l'angolo di attrito interno del materiale.

Si riportano le due rette corrispondenti alla (1.18) e si individua il dominio di resistenza della muratura, quasi interamente contenuto nel semiasse delle tensioni di compressione.

³R. CAPOZUCCA, *Teoria e tecnica delle strutture in muratura*, Pitagora Editrice, Bologna, 2014, p. 69

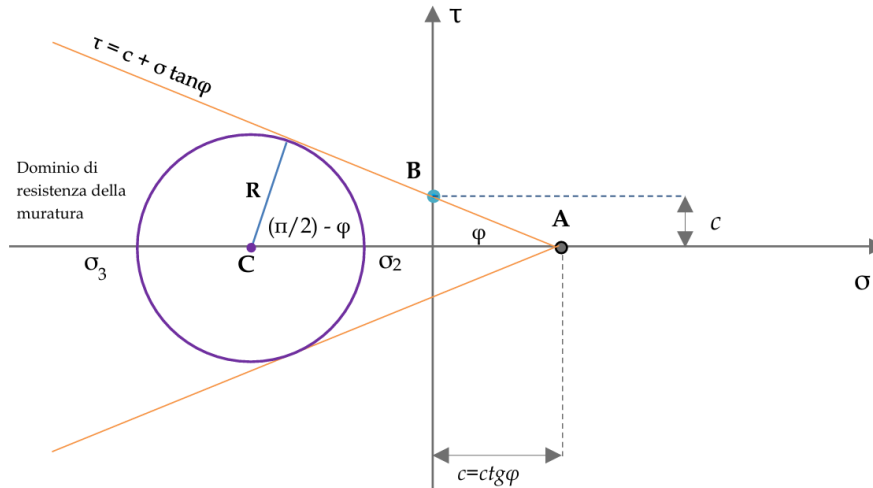


Figura 1.15: Dominio di resistenza della muratura secondo il *Criterio di Mohr*.

Nel caso della muratura storica, questo va ulteriormente ridotto in corrispondenza delle tensioni positive, al fine di tenere conto della perdita di resistenza a trazione conseguente al degrado.

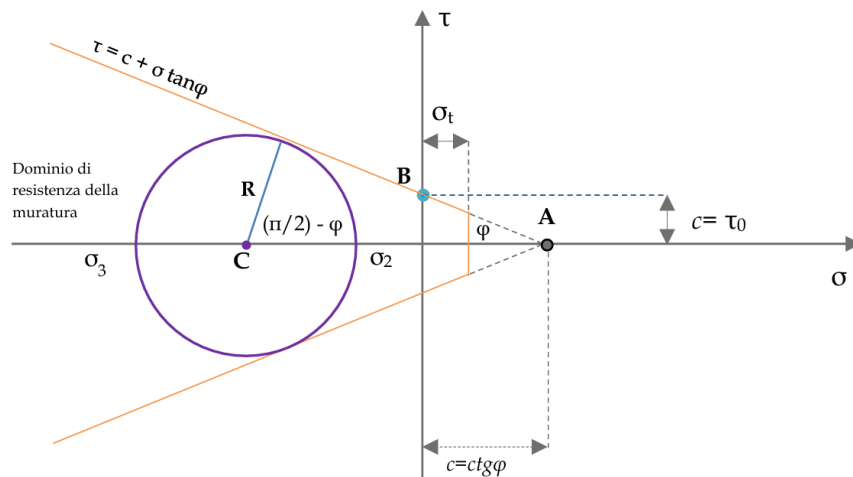


Figura 1.16: Dominio di resistenza della muratura secondo il *Criterio di Mohr* adattato alla muratura storica.

Nei due grafici precedenti è ben visibile l'incremento della resistenza a taglio all'aumentare delle tensioni di compressione dovute al confinamento dei giunti di malta. La costante di proporzionalità è data dal coefficiente di attrito:

$$\mu = \tan \varphi = \frac{\tau}{\sigma} \quad (1.19)$$

In particolare, i parametri σ e τ si determinano sulla base di prove su triplette⁴ applicando una tensione di compressione costante e una tensione di taglio crescente. Conseguentemente,

⁴Triplette: provini costituiti da tre mattoni UNI sovrapposti sulla superficie di area maggiore mediante due giunti di malta bastarda dello spessore di 10mm.

la tensione nei giunti di malta sarà costante e pari a

$$\sigma_v = \frac{N}{nA_m} = \frac{N}{2A_m} = \frac{N}{A_{m,tot}} = cost \quad (1.20)$$

mentre la tensione tangenziale corrispondente risulta:

$$\tau_r = \frac{V}{nA_m} = \frac{V}{2A_m} = \frac{V}{A_{m,tot}} \quad (1.21)$$

sostituendo nella (1.19) si ottiene $\mu = \frac{\tau_r}{\sigma_v}$ e l'involuppo di rottura (1.18) può essere riscritto come:

$$\tau_R = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_v \quad (1.22)$$

dove in linea generale, per i materiali non resistenti a trazione, si può assumere

$$0,4 \leq \mu \leq 0,6 \quad (1.23)$$

Logicamente, il dominio di resistenza non può essere illimitato e si può individuare come terza retta limite quella corrispondente alla rottura degli elementi, che nel caso del laterizio pieno risulta $\sigma_{v,lim} = 2N/mm^2$.

Il secondo meccanismo di rottura è invece la rottura per trazione (figura 1.14, caso B), nella quale si ha la rottura contemporanea della malta e dei laterizi.

A tal fine si utilizza il **«Criterio di Hendry»**, che lega la resistenza a taglio con quella a trazione, dove quest'ultima è una diretta conseguenza dell'azione di compressione. Si considera in primo luogo un singolo elemento facente parte di un pannello, sul quale agiscono una tensione di compressione costante e un taglio crescente.

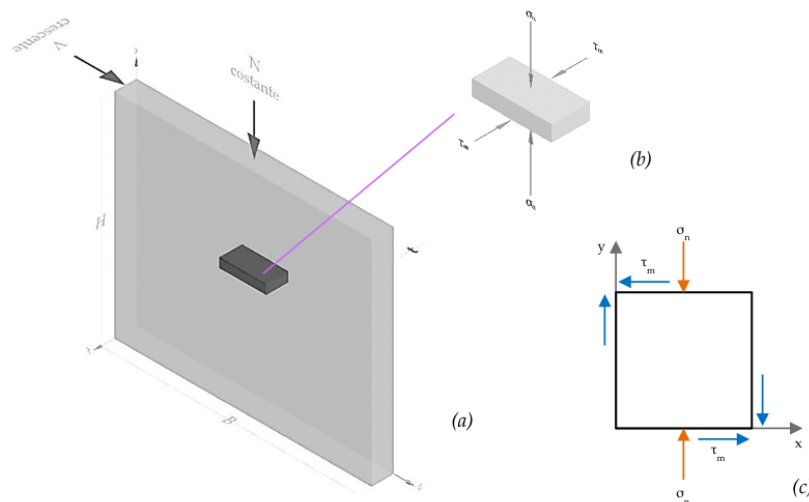


Figura 1.17: (a) pannello murario sottoposto a compressione e taglio (b) elemento appartenente al pannello (c) stato tensionale del singolo elemento.

Su questo agiranno le tensioni:

$$\sigma_n = \frac{N}{B_t} \quad e \quad \tau_m = \frac{V}{B_t} \quad (1.24)$$

È poi possibile ricostruire il corrispondente cerchio di *Mohr* dalle coordinate di centro e raggio.

$$C(\alpha) = \begin{bmatrix} \frac{\sigma_n}{2} \\ 0 \end{bmatrix} \quad R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + \tau_m^2} \quad P_0 = \begin{bmatrix} \frac{\sigma_n}{2} \\ -\tau_m \end{bmatrix} \quad (1.25)$$

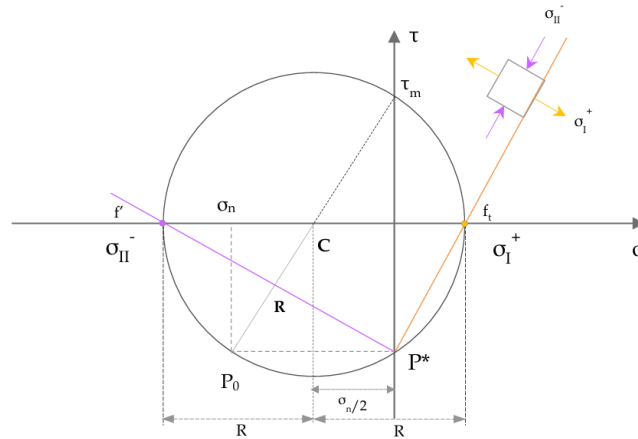


Figura 1.18: Cerchio di *Mohr* riferito allo stato tensionale del mattone e individuazione dei piani di rottura.

Considerando ora il polo, si individuano le inclinazioni delle direzioni principali di trazione e compressione, ovvero quelle corrispondenti alle massime tensioni normali. Si giunge poi a rottura quando la tensione di trazione raggiunge il valore limite $\sigma_l = f_t$ con conseguente formazione di fessure perpendicolari alle direzioni prima menzionate.

Si può quindi calcolare la resistenza a trazione:

$$f_t = \sigma_l = R - \frac{\sigma_n}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + \tau_m^2} - \frac{\sigma_n}{2} \quad (1.26)$$

sviluppando l'espressione si ottiene:

$$f_t = \frac{\tau_m}{\sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_t}}} \quad (1.27)$$

da cui ricaviamo la resistenza media a taglio della muratura:

$$\tau_m = f_t \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_t}} \quad (1.28)$$

La tensione f_t principale di trazione a rottura della muratura risulta:

$$f_t = f_{t0} + 0,05 \cdot \sigma_v \quad (1.29)$$

dove f_{t0} è la tensione di trazione a rottura in assenza di tensioni di compressione. Dalle ultime due relazioni si ottiene **l'equazione di Hendry** per il calcolo della resistenza a taglio:

$$\tau_u = \tau_0^2 + 1,1 \cdot \tau_0 \cdot \sigma_v + 0,053 \sigma_v^2 \quad (1.30)$$

Questa, se riportata in un grafico, ha un andamento curvilineo in funzione degli sforzi di compressione.⁵

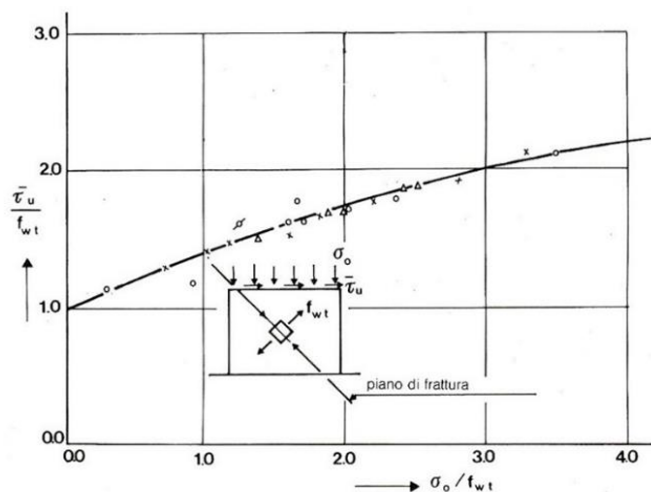


Figura 1.19: Andamento della resistenza a taglio in funzione della tensione di compressione.

A questo punto è possibile considerare due rette che identificano i meccanismi di rottura per scorrimento e trazione appena visti e un meccanismo ideale di rottura per pressoflessione, inserendo tutto in un piano ($\sigma_n; \tau$).

Unendo i punti di intersezione delle rette limite si delimita, almeno in linea qualitativa, il dominio di resistenza della muratura.

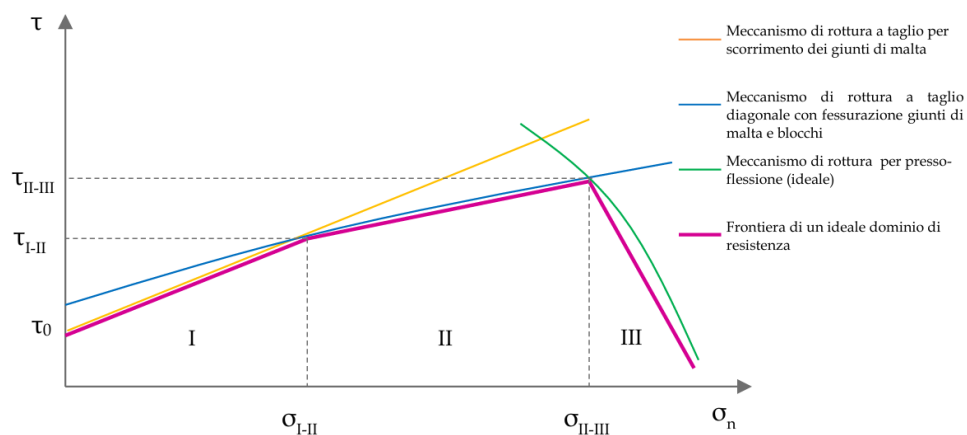


Figura 1.20: Individuazione del dominio di resistenza della muratura sulla base delle leggi associate ai meccanismi di rottura.

⁵TASSIOS T. P., *Meccanica delle murature*, Liguori Editore, Napoli, 1995 [1 ed.1988]

Per quanto riguarda le prescrizioni normative, le *NTC2018* impongono il calcolo della resistenza a taglio in funzione delle tensioni verticali ponendo $\mu = 0,4$, seguendo la relazione nel §11.10.3.3:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_n \quad (1.31)$$

dove

- f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio [N/mm^2]
- f_{vk0} è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali [N/mm^2]
- σ_n è la tensione normale media dovuta al carico verticale agente sulla sezione [N/mm^2].

La validità di quest'ultima è però limitata ad una rottura della muratura per il meccanismo di scorrimento dei giunti di malta. Inoltre, la normativa impone anche un valore massimo della resistenza caratteristica a taglio che può essere impiegata nel calcolo, posta pari a:

$$f_{vk,lim} = 0,065 f_b \quad (1.32)$$

nella quale f_b è la resistenza normalizzata a compressione dei blocchi. Il valore di f_{vk0} può essere determinato sperimentalmente mediante prove di taglio o compressione diagonale su un numero minimo di 6 triplette oppure stimato in funzione del tipo di elemento e della malta, sulla base della tabella presente nel §11.10.3.2.2.

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm^2)

Elementi per muratura	f_{vk0} (N/mm^2)			
	Malta ordinaria di classe di resistenza data		Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,30*	0,15
	M2,5 - M9	0,20		
	M1 - M2	0,10		
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,20**	0,15
	M2,5 - M9	0,15		
	M1 - M2	0,10		
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20	0,20	0,20**	0,15
	M2,5 - M9	0,15		
	M1 - M2	0,10		

* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 5.0$ N/mm^2

** valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 3.0$ N/mm^2

Figura 1.21: Stima della resistenza a taglio della muratura secondo *NTC2018*.

1.1.4 Caratterizzazione meccanica della muratura esistente

Una delle fasi più complesse ed influenti su tutto il processo di pianificazione degli interventi sul patrimonio edilizio esistente è la stima delle proprietà meccaniche dei materiali.

Questo risulta particolarmente complesso negli edifici storici, dove il progettista deve conciliare l'esecuzione di indagini diagnostiche con la propria esperienza, un'accurata analisi visiva ed una ricerca storica: partendo dalla datazione dell'edificio si devono raccogliere informazioni sulle tecnologie costruttive del periodo e si deve ripercorrere la vita dello stesso analizzando sia le modifiche apportate dall'uomo, che possono aver prodotto variazioni all'assetto statico originario, che eventi naturali come dissesti, degrado chimico-biologico e terremoti.

Inoltre, una caratterizzazione meccanica della muratura legata ad una prova diagnostica può essere affidabile solamente per una limitata porzione della struttura poiché le proprietà meccaniche dei materiali possono variare anche nella stessa costruzione: sarebbe quindi illusorio pensare che l'esecuzione di prove meccaniche possa sopperire alla mancanza di tutte le altre conoscenze. In linea generale, le diagnostiche prove possono essere distinte in:

- **prove distruttive**: effettuate in laboratorio su provini prelevati dalla struttura mediante carotaggi o *in situ* su porzioni di pannelli murari. Queste compromettono, anche se in maniera limitata, l'estetica e lo stato tensionale della struttura nelle aree interessate.
- **prove non distruttive**: sono test di carattere fisico o fisico meccanico che vengono eseguite *in situ*. Sono dette non distruttive poiché non comportano il danneggiamento della muratura analizzata e per questo possono essere fatte in maniera estensiva su ampie porzioni della struttura.

Sebbene l'esecuzione di prove distruttive garantisca una maggiore affidabilità dei risultati, grazie anche alle numerose normative a riguardo, necessita l'impiego di tecnici specializzati e costose apparecchiature, cosa che le rende sicuramente più onerose di quelle non distruttive.

Si aggiunge inoltre la difficoltà di conciliare l'esigenza di selezionare e testare campioni rappresentativi con quella di limitare il danneggiamento della struttura, specialmente negli edifici storici.

D'altro canto, l'impiego esclusivo di prove *non distruttive* non permette il più delle volte di ottenere un quadro completo del degrado e delle proprietà meccaniche della struttura.

Queste possono quindi essere finalizzate non tanto ad ottenere direttamente una diagnosi, quanto a guidare il tecnico in una scelta efficace dei campioni da sottoporre ad ulteriori analisi. Una delle procedure più diffuse ed efficaci è la prova con **martinetti piatti**, in grado di riportare informazioni attendibili sulle caratteristiche meccaniche in termini di stato tensionale, deformabilità e resistenza a fronte di un danneggiamento limitato della struttura, tanto da essere considerata "poco distruttiva". L'affidabilità dei risultati è garantita dalle norme a riguardo redatte da *ASTM* e *RILEM*.

La prova può essere fatta mediante martinetto piatto singolo o doppio:

- La prova con martinetto singolo è finalizzata alla misura dello stato di sollecitazione ed è effettuata con un solo martinetto piatto. Si esegue un taglio piano in direzione parallela al letto di posa degli elementi e si misura la convergenza della fessura dovuta al carico verticale mediante un trasduttore di spostamento ancorato rispettivamente sopra e sotto il taglio. Si inserisce poi il martinetto, una sottile tasca metallica nella quale si pompa olio ad alta pressione fino a ristabilire le condizioni iniziali. In base alla pressione dell'olio, quindi alla forza esercitata dal martinetto, si valuta lo stato tensionale della muratura.

La tensione σ della muratura in esercizio può essere calcolata come:

$$\sigma = P \cdot K_t \cdot K_m \quad (1.33)$$

dove P è la pressione del martinetto per la quale si recupera lo stato tensionale in opera, K_m è il rapporto tra area del martinetto ed area del taglio (< 1) e K_t dipende dalla geometria e dalla rigidezza del martinetto, specificata nel certificato di taratura.⁶



Figura 1.22: Taglio, installazione e lettura della convergenza della fessura.

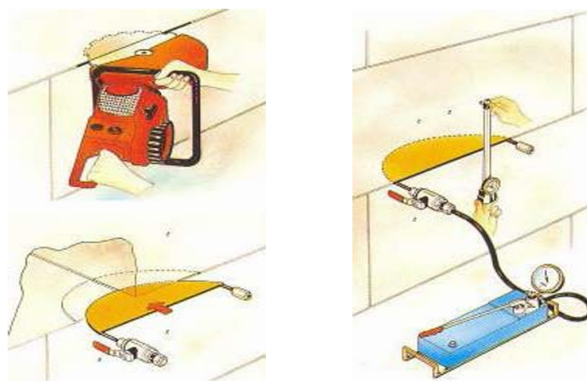


Figura 1.23: Illustrazione di una prova con martinetto singolo.

- La prova con doppio martinetto permette invece di ricavare numerose informazioni sulle proprietà meccaniche della muratura, quali il modulo elastico, la tensione di prima fessurazione e la tensione di rottura.

Questa consiste nell'esecuzione di due tagli paralleli distanziati di circa $40 \div 80\text{cm}$ all'interno dei quali si inseriscono due martinetti che vengono poi mandati in pressione. Durante la prova vengono misurate le deformazioni in funzione della pressione esercitata al fine di ottenere il corrispondente diagramma sforzo-deformazioni. Nella prova il carico viene applicato mediante cicli di carico e scarico con valore crescente, fino all'apparire delle prime fessurazioni. Il valore della pressione σ applicato sulla muratura viene calcolato con la seguente relazione:

$$\sigma = P \cdot K_m \cdot \left(\frac{A_m}{A_t} \right) \quad (1.34)$$

dove P è la pressione erogata dai martinetti, K_m è il coefficiente di taratura dei martinetti e A_m e A_t sono rispettivamente l'area del martinetto e il valore medio delle due aree di

⁶Immagini delle prove tratte da Lorenzo Jurina - La caratterizzazione meccanica delle murature parte seconda: martinetti piatti-Politecnico di Milano

taglio.

Per una corretta valutazione del modulo elastico verticale E e del coefficiente di *Poisson* ν è opportuno mediare i valori con coefficienti che tengano conto dell'impedita deformabilità trasversale, oppure effettuare preventivamente anche due tagli verticali, in modo da isolare completamente il prisma murario in analisi.

Un'ulteriore valutazione dello stato della muratura in esercizio può essere effettuata confrontando lo stato tensionale ricavato da una prova a singolo martinetto con la tensione a rottura ottenuta dalla prova con martinetto doppio, visibile nelle immagini sottostanti.

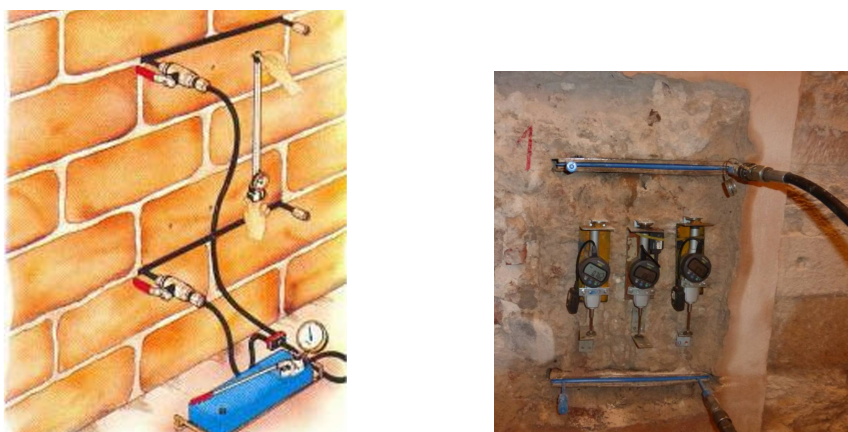


Figura 1.24: Illustrazione e foto di una prova con martinetto doppio.

Una seconda prova finalizzata alla caratterizzazione meccanica della muratura è quella di **compressione diagonale**, da effettuare in laboratorio oppure su pannelli ricavati in pareti murarie *in situ*. Tale prova è normata dalla *ASTM E 519 "Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages"* e permette di ricavare la resistenza a taglio e il modulo elastico tangenziale della muratura in esame.

Questa rientra sicuramente tra le prove distruttive in quanto, nella sua versione declinata per le prove in cantiere, prevede l'isolamento di un pannello quadrato dal lato di 120cm , con filo diamantato o una sega circolare. La differenza principale con la prova in laboratorio è dovuta al fatto che il taglio sul lato inferiore non è completo al fine di garantire stabilità al pannello.

Si procede poi applicando il carico sulla diagonale dello stesso mediante l'installazione di elementi metallici disposti ai due estremi e tra loro collegati da un martinetto idraulico. Sono preventivamente installate due coppie di trasduttori, ciascuna posizionata su una faccia, che registrano le deformazioni corrispondenti ad ogni incremento del carico.⁷

⁷Immagine tratta da www.diagnosticsstrutturale.it

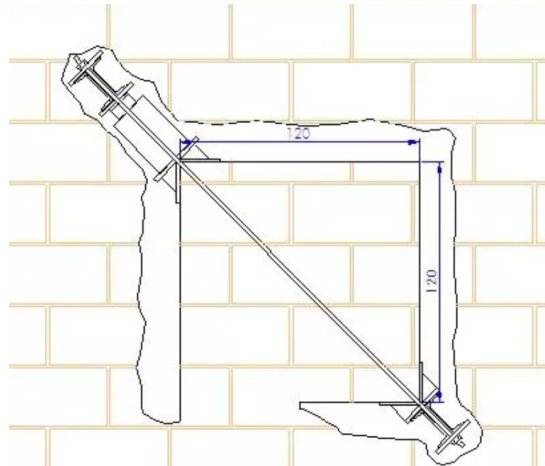


Figura 1.25: Schematizzazione di una prova di compressione diagonale *in-situ*.

Oltre a quelle sopra descritte, si elencano altre tecniche di diagnosi molto utilizzate:

- **Prova sclerometrica:** è una prova non distruttiva che permette di stimare le proprietà meccaniche di un materiale in base al valore dell'indice di rimbalzo ed opportune tabelle di conversione. Si effettua con uno sclerometro, uno strumento di forma cilindrica avente un'asta caricata da una molla che viene rilasciata con forza sul materiale in esame e rimbalza per una distanza che viene opportunamente misurata.

Il rapporto tra la distanza iniziale e l'altezza di rimbalzo è detto *indice di rimbalzo* ed indicato con N .

La prova risulta molto rapida ed economica e può essere effettuata in maniera estensiva sia sulla malta che sugli elementi, ma il risultato è di tipo qualitativo e risulta utile solamente se affiancato a prove più attendibili, come i martinetti piatti. Un ottimo uso dello sclerometro, ad esempio, consiste nel valutare l'omogeneità della qualità della malta e degli elementi in tutta la struttura e limitare il numero di prove distruttive da effettuare.⁸



Figura 1.26: Prova sclerometrica sui laterizi e sui giunti di malta.

- **Prova a taglio o shove test:** è finalizzato alla misura della resistenza allo scorrimento del letto di malta. Si isola lateralmente un singolo mattone e si inserisce un martinetto idraulico che viene messo gradualmente in pressione fino allo scorrimento del giunto, misurando costantemente la forza applicata. Naturalmente la resistenza a taglio misurata è influenzata dalle sollecitazioni di compressione presenti sull'elemento.⁹

⁸Immagini tratte da www.indaginiagnostiche.it

⁹Immagine tratta da www.provedicarico.it

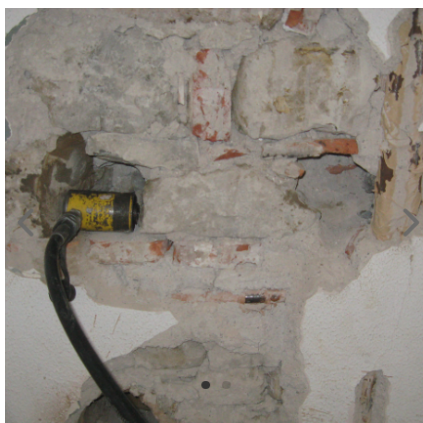


Figura 1.27: Prova a scorrimento di un giunto di malta.

- **Endoscopia:** permette di osservare all'interno di elementi strutturali praticando un piccolo foro ed inserendo una sonda flessibile costituita da un fascio di fibre ottiche. Queste sono a loro volta collegate ad un sensore posto all'esterno del foro e l'immagine generata viene restituita direttamente su uno schermo per essere visionata dall'operatore. L'endoscopia permette di misurare lo spessore effettivo del paramento murario, individuare la presenza di cavità e valutarne l'uniformità.¹⁰



Figura 1.28: Diagnostica di un elemento strutturale con endoscopio.

- **Prove soniche sulla muratura:** permettono di valutare l'omogeneità della muratura e stimarne il modulo elastico. In particolare, si basano sulla misurazione del tempo impiegato dalle onde soniche di frequenza compresa tra i 16 e 20kHz ad attraversare il materiale, ovvero il tempo necessario a passare dalla sonda emittente alla ricevente. L'applicabilità della prova però è direttamente legata all'omogeneità del materiale, in quanto se dovessero essere presenti discontinuità il tempo impiegato per attraversare il materiale sarebbe molto elevato. Un pratico utilizzo di questa strumentazione può essere il confronto del modulo elastico tra prima e dopo un intervento di consolidamento come un'iniezione di malta o resina. È di fatto un'indagine non distruttiva.¹¹

¹⁰Immagine tratta da www.provedicarico.it

¹¹Immagine tratta da www.provedicarico.it



Figura 1.29: Esecuzione di una prova sonica su muratura

- **Indagine georadar:** consiste in rilievi radar sulla superficie dell'edificio, nei quali l'onda elettromagnetica si propaga nella muratura e viene in parte riflessa. Permette di individuare le discontinuità geometriche e materiche, come ad esempio la presenza di barre di armatura.¹²



Figura 1.30: Esecuzione di una prova radar su muratura

Dal punto di vista normativo la caratterizzazione meccanica dei materiali è trattata dalla *Circolare Applicativa del 21 gennaio 2019*, che fornisce delle indicazioni non vincolanti sui valori dei parametri meccanici della muratura in base al tipo di elemento.

Si fa riferimento alla tabella C8.5.I, utilizzabile solamente se la muratura soddisfa i seguenti requisiti indicati nella norma: malta di calce di modeste caratteristiche (resistenza a compressione media $0,7N/mm^2 \leq f_m \leq 1,5N/mm^2$), assenza di ricorsi e paramenti mal ammorsati, tessitura a regola d'arte e muratura non rinforzata con precedenti interventi di consolidamento.

Ai valori tabulati è necessario applicare dei coefficienti riduttivi in caso di giunti di malta dallo spessore maggiore di $13mm$ o di scarsa qualità.

¹²Immagine tratta da www.farad.it

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 1.31: Tabella C.8.5.I: stima delle proprietà meccaniche della muratura.

Nel medesimo paragrafo si propongono, all'interno della tabella C8.5.II, dei coefficienti migliorativi che possono essere applicati nel caso in cui la muratura abbia delle caratteristiche migliori rispetto ai requisiti minimi della tabella precedente, ad esempio una malta di buone caratteristiche, la presenza di ricorsi (o listature) o la presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti. Analogamente, altri parametri sono definiti per murature consolidate mediante l'iniezione di miscele leganti, la presenza di intonaco armato, l'inserimento di diatoni artificiali o tiranti antiespulsivi e il consolidamento con ristilatura armata.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (***)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

Figura 1.32: Tabella C.8.5.I: coefficienti migliorativi per moduli elastici e resistenze.

I coefficienti migliorativi possono essere moltiplicati tra loro, tenendo però conto del limite massimo presente nell'ultima colonna.

I valori ottenuti nelle tabelle precedenti in assenza di prove diagnostiche possono essere utilizzati direttamente per il calcolo oppure presi come riferimento nel caso in cui si preveda l'esecuzione di prove diagnostiche. A tal proposito, la Circolare definisce tre gradi di prova, in base al loro grado di approfondimento:

- **Prove limitate:** *si tratta di indagini non dettagliate e non estese*, basate sull'osservazione e su un'analisi storico critica. Lo scopo è essenzialmente individuare la tipologia di muratura e il suo spessore per poter utilizzare i valori suggeriti dalla norma.
- **Prove estese:** *si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali*. In questo caso si prevede l'ampio utilizzo di prove non distruttive (come la prova sclerometrica, radar etc.) e il limitato o assente uso di prove parzialmente distruttive, ad esempio una prova con i martinetti piatti.
- **Prove esaustive:** ai requisiti delle prove estese si aggiungono prove distruttive sui materiali, *in situ* o in laboratorio, di numero e tipologia opportuna in base alle valutazioni del tecnico. Si prevedono, ad esempio, prove con martinetti piatti, di compressione diagonale, scorrimento del giunto di malta etc.

Nel paragrafo C8.5.4 si definiscono poi i **livelli di conoscenza**, a ciascuno dei quali è associato un *fattore di confidenza*, ovvero un coefficiente riduttivo da utilizzare per sottostimare le proprietà meccaniche dei materiali e garantire un buon margine di sicurezza.

Al crescere della conoscenza raggiunta sul manufatto, quindi allo sforzo fatto per l'esecuzione di prove diagnostiche, la normativa permette di utilizzare dei coefficienti meno penalizzanti, sfruttando maggiormente le proprietà del materiale. Risulta invece più cautelativa nel caso in cui ci si limiti a stimare le proprietà meccaniche sulla base dell'osservazione visiva e dei dati forniti dalla norma.

I livelli di conoscenza nel medesimo paragrafo della Circolare sono così definiti:

- **LC1:** *si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al §C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, con riferimento al §C8.5.2, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al §C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$.*
- **LC2:** *si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al §C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al §C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al §C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$.*
- **LC3:** *si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, come descritta al §C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, come descritto al §C8.5.2, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al §C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$.*

Un altro procedimento finalizzato alla caratterizzazione meccanica della muratura è l'**Indice di Qualità Muraria (IQM)**, nato nel 2002 nell'Università di Perugia ad opera dei professori Antonio Borri e Alessandro de Maria, autori del *Manuale per la valutazione dell'Indice di Qualità Muraria*.

Esso si propone come un metodo semplice ma efficace per stimare le proprietà meccaniche che si possono attendere dalla muratura a seguito di una sola analisi visiva, valutando separatamente i diversi parametri della "regola dell'arte":

- **MA.:** qualità della malta/efficace contatto fra elementi/zeppe
- **PD.:** ingranamento trasversale/presenza dei diatoni
- **F.EL.:** forma degli elementi resistenti
- **D.EL.:** dimensione degli elementi resistenti
- **S.G.:** sfalsamento dei giunti verticali/ingranamento nel piano della parete
- **OR.:** orizzontalità dei filari
- **RE.EL.:** resistenza degli elementi

e assegnando per ciascuno una delle valutazioni seguenti:

R	Parametro rispettato
PR	Parametro parzialmente rispettato
NR	Parametro non rispettato

Tabella 1.1: Possibili giudizi sul rispetto dei parametri di valutazione nell'IQM

Sulla base dei giudizi ottenuti per ciascun parametro di valutazione si ottengono dei punteggi, dai quali si ricavano tre indici. Questi assumono un valore variabile da 1 a 10 e descrivono in maniera sintetica la risposta della muratura ai diversi tipi di sollecitazione. In particolare, tali indici sono:

- **IQM_V : carichi verticali**, come un carico distribuito dato da un solaio interpiano o carico puntuale dato da un puntone.
- **IQM_{FP} : carichi orizzontali nel piano medio**, come le azioni sismiche nel caso in cui il comportamento dell'edificio si possa considerare scatolare.
- **IQM_{NP} : carichi orizzontali ortogonali al piano medio**, come un carico eccentrico di un solaio poggiate al bordo della parete o carichi dovuti al martellamento di pareti ortogonali o solai durante il sisma e che possono causare rispettivamente i meccanismi di flessione orizzontale o verticale.

Naturalmente, il rispetto o meno di ciascun parametro della "regola dell'arte" ha un diverso peso nel calcolo di ciascuno degli indici *IQM*, poiché lo influenza in maniera differente.

Dai valori ottenuto per ciascuno di questi 3 indici si ottengono, mediante relazioni matematiche, i valori stimati delle proprietà meccaniche della muratura.

In particolare, le principali correlazioni tra indici *IQM* e le differenti proprietà meccaniche sono:

- IQM_V (carichi verticali) influenza maggiormente f ed E
- IQM_{FP} (carichi orizzontali nel piano medio) influenza maggiormente τ_0 , f_{v0} e G

La guida IQM associa infine la muratura ad una delle tre categorie di appartenenza - A, B o C - a ciascuna delle quali corrispondono delle brevi descrizioni del comportamento previsto del pannello sollecitato ad azioni verticali, orizzontali nel piano e fuori piano.

1.2 Comportamento della muratura sollecitata a sisma

1.2.1 Concetti generali

La qualità della muratura, intesa come qualità dei materiali ed esecuzione dell'opera, risulta determinante nel comportamento che un edificio può avere ad un'azione sismica, che può ricadere in uno dei casi seguenti secondo una gerarchia di resistenze:

- **DISGREGAZIONE MURARIA:** una muratura con elementi di piccole dimensioni, forma irregolare e malta di scarsa qualità non riesce a garantire una risposta strutturale valida, poiché i meccanismi di tipo locale o globale vengono anticipati dalla disgregazione della muratura stessa. In tal caso risulta insignificante qualsiasi analisi in campo lineare o non lineare, nelle quali una buona qualità muraria è un prerequisito.
- **MECCANISMI LOCALI:** se la qualità muraria è buona la muratura non si disgrega, ma possono innescarsi dei cinematismi nel piano o al di fuori di esso, nei quali i vari elementi che compongono l'edificio si distaccano in corrispondenza dei punti di connessione e si comportano come dei corpi rigidi. Tali elementi sono detti **macroelementi** e sono caratterizzati da una risposta sismica autonoma dal resto del fabbricato.
I meccanismi locali si innescano quando ad una qualità sufficiente della muratura non è abbinata la presenza di efficaci ammorsamenti: tipiche linee di frattura sono basi di appoggio, innesti di solai, bucatore, lesioni preesistenti etc. In tal caso, si procede nell'identificare i possibili cinematismi ed alla valutazione del rischio associato a ciascuno di essi utilizzando il Principio dei Lavori Virtuali.
- **MECCANISMI GLOBALI:** se invece la qualità muraria è buona e i collegamenti tra i macroelementi sono efficaci si ha un comportamento di tipo globale, nel quale l'edificio produce una risposta dove ciascun elemento fornisce il proprio contributo ed in caso di rottura di uno di essi il carico si ripartisce efficacemente tra i rimanenti.
Questi comportamenti richiedono analisi con metodi elasto-plastici quali le *analisi push-over*, più complesse rispetto allo studio dei meccanismi locali.



(a) Caso di disgregazione murara, causato da muratura scadente



(b) Meccanismo locale di ribaltamento semplice della facciata, dovuto ad uno scarso ammorsamento di questa con pareti ortogonali e solai interpiano- Palazzo Ardinghelli (AQ)

Figura 1.33: Possibili comportamenti di un edificio in muratura in caso di evento sismico.

Per una stima corretta del comportamento che un fabbricato può avere in caso di sisma, si rende spesso necessario valutare il contesto in cui esso si colloca: nei centri storici, infatti, l'edificazione è frutto di una lenta aggregazione edilizia di edifici, affiancando ad esempio edifici di altezza notevolmente differente. È quindi necessario valutare non solo la singola costruzione ma anche le interazioni con gli edifici circostanti.¹³

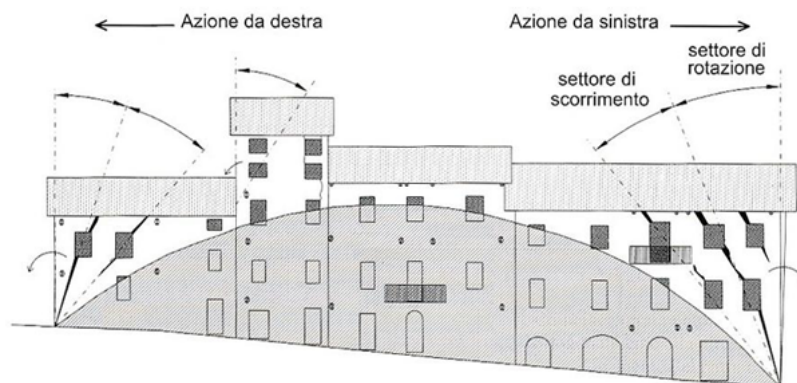


Figura 1.34: Comportamento di un aggregato di edifici.

In linea generale, una struttura in muratura ha un discreto comportamento al sisma, reso possibile da due fattori:

- la regolarità morfologica e costruttiva dell'edificio, con la presenza di percorsi strutturali omogenei e ininterrotti, capaci di canalizzare e convogliare le azioni indotte dal sisma
- il corretto impiego di materiali collaboranti, *in primis* attraverso il progressivo miglioramento della qualità della malta di allettamento utilizzata nelle costruzioni nel corso degli anni.

Oltre a quanto scritto, per garantire una buona risposta al sisma è di primaria importanza la **conformazione scatolare** delle strutture murarie, che consente di scaricare le azioni orizzontali alle pareti disposte perpendicolarmente al sisma. Ciascuna parete, a seconda della direzione dell'azione orizzontale, può fungere da pannello di facciata o di controvento.¹⁴

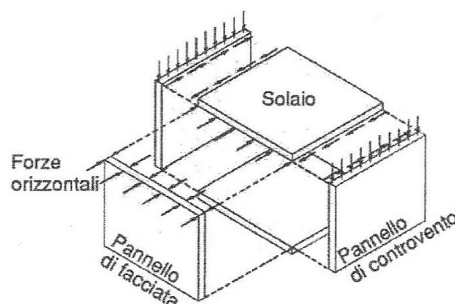


Figura 1.35: Comportamento scatolare di una struttura in muratura.

¹³Immagine tratta da: VALLUCCI S. - QUAGLIARINI E.- LENCI S., *Costruzioni storiche in muratura- Vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi*, Wolters Kluwer Italia S.r.l., Milanofiori Assago, 2014

¹⁴Immagine tratta da R. CAPOZUCCA, *Teoria e tecnica delle strutture in muratura*, Pitagora Editrice, Bologna, 2014

Condizioni necessarie per garantire un comportamento scatolare sono il buon grado di ammassamento tra pareti ortogonali e la presenza di solai rigidi e ben collegati alla muratura sottostante.

Un solaio rigido ma non adeguatamente collegato alla muratura, ad esempio, non garantirebbe un comportamento scatolare e provocherebbe il martellamento delle pareti stesse. D'altro canto, un solaio non abbastanza rigido, come un solaio in legno mancante di una soletta collaborante, si deforma e non garantisce un'efficace distribuzione delle azioni orizzontali.¹⁵

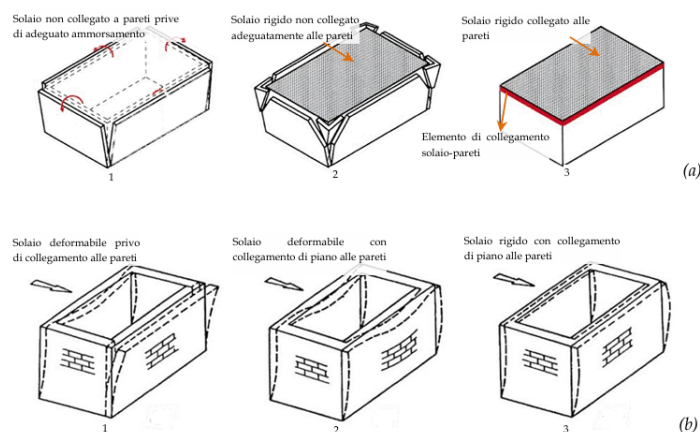


Figura 1.36: Influenza del solaio nel comportamento scatolare (a) al variare del collegamento con le pareti sottostanti (b) al variare della rigidezza.

Per quanto riguarda le sollecitazioni, è noto che l'accelerazione alla base prodotta dal sisma induce sollecitazioni di taglio e momento flettente nei pannelli ad essa paralleli e un momento fuori piano nel caso di pannelli ortogonali.

I primi manifestano principalmente lesioni con andamento diagonale nella parte centrale, dovute alla contemporanea presenza di compressione e taglio, mentre i secondi presentano fessurazioni verticali.¹⁶

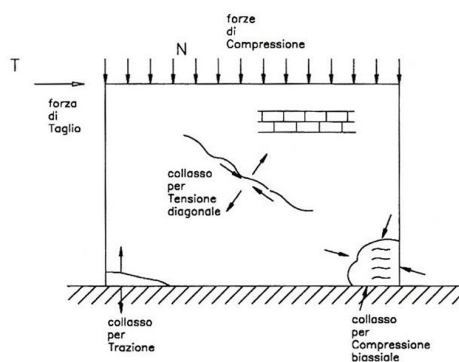


Figura 1.37: Lesioni su pannelli murari ortogonali alla direzione del sisma.

¹⁵Immagine tratta da VALLUCCI S. - QUAGLIARINI E.- LENCI S., *Costruzioni storiche in muratura- Vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi*, Wolters Kluwer Italia S.r.l., Milanofiori Assago, 2014

¹⁶Immagine tratta da ANTONUCCI R., *Restauro e Recupero degli edifici a struttura muraria, analisi e interventi sul "costruito storico"*, IV edizione, Maggioli editore, 2012

1.2.2 Meccanismi di danno e collasso

Negli edifici in muratura i danni più frequenti sono dovuti ai cinematismi, nei quali macroelementi, spesso a causa di un insufficiente ammorsamento, si staccano dal resto della struttura. Nella fase di valutazione dello stato di fatto di un edificio esistente risulta essenziale individuare e valutare i meccanismi di danno possibili o già in atto, in quanto questi possono portare al superamento dello Stato Limite Ultimo prima che l'edificio possa sviluppare un comportamento di tipo globale, rendendo inutili le analisi non lineari.

I meccanismi di danno possono essere distinti in:

- meccanismi fuori dal piano (I modo)
- meccanismi nel piano (II modo).

I **Meccanismi del Primo Modo** sono provocati da un'azione agente perpendicolarmente al piano principale del macroelemento, inducendo una rotazione e il ribaltamento. Sono i meccanismi più diffusi e interessano le pareti poste perpendicolarmente all'azione sismica. Tra i principali troviamo¹⁷

- **Ribaltamento semplice:** consiste nel distacco totale o parziale di un prospetto soggetto ad una sollecitazione orizzontale, dovuta ad esempio ad una copertura spingente. È generalmente la conseguenza di una elevata snellezza del paramento murario e del suo scarso ammorsamento con i paramenti ad esso ortogonali. Il ribaltamento semplice si innesca con la formazione di lesioni verticali che interessano le intersezioni tra le pareti e che spesso sfruttano la presenza di aperture per poi proseguire con lo sfilamento delle travi dei solai e il ribaltamento del macroelemento. La cerniera di rotazione può essere al livello del piano di fondazione o in prossimità di un solaio interpiano.

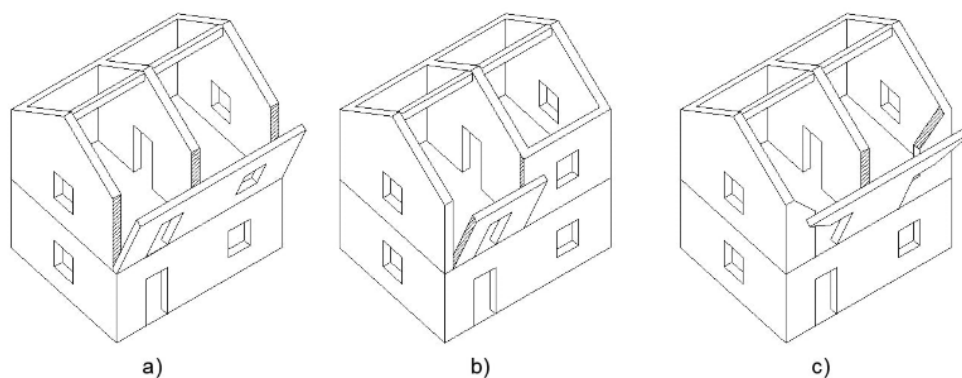


Figura 1.38: Meccanismo di ribaltamento semplice.

¹⁷Le immagini dei meccanismi del primo modo sono tratte da MICHELE VINCI, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Flaccovio Dario editore, 2019

- **Ribaltamento composto:** come nel caso del ribaltamento semplice, si manifesta attraverso la rotazione rigida di prospetti o porzioni di questi. A causa di un efficace ammortamento, questi coinvolgono anche porzioni di muratura appartenenti alle pareti perpendicolari che, con il loro peso, si oppongono alla rotazione. Anche questo meccanismo di danno è dovuto all'assenza di vincoli in sommità, cordoli perimetrali e sfrutta la presenza di bucatore troppo vicine alle connessioni tra pareti ortogonali. Sintomi premonitori di un ribaltamento composto in atto sono lesioni diagonali sulle pareti di controvento e fuori piombo delle pareti ribaltanti.

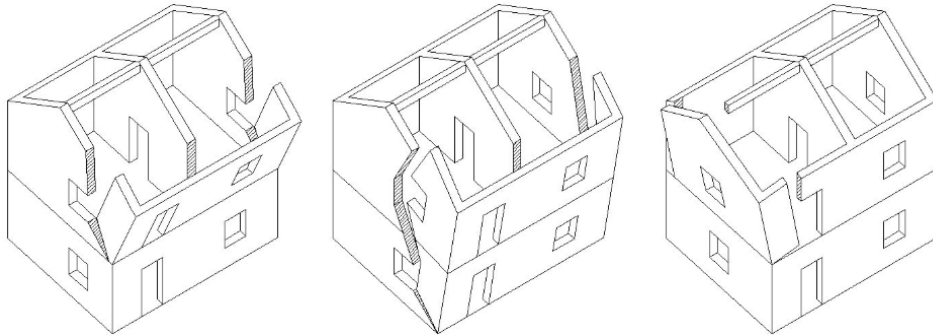


Figura 1.39: Meccanismo di ribaltamento composto.

- **Espulsione dell'angolata o ribaltamento del cantonale:** si manifesta con la formazione di un cuneo di distacco con superfici di frattura aventi un andamento diagonale e cerniera di rotazione posta alla base del cuneo stesso. Il cinematismo è generalmente innescato dalla forza orizzontale di un puntone di una copertura spingente. Ai fini di un'analisi cinematica, si definisce il cuneo partendo dalla cerniera di rotazione e considerando delle linee di distacco inclinate di circa 45° passanti, il più delle volte, attraverso delle aperture troppo vicine all'angolo dell'edificio.

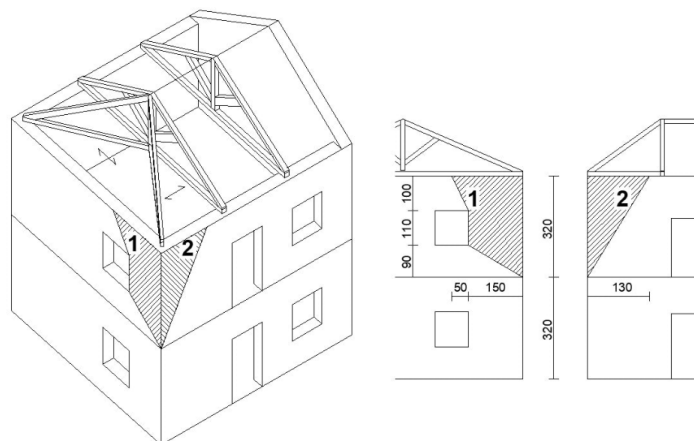


Figura 1.40: Meccanismo di espulsione dell'angolata.

- **Flessione verticale:** consiste nella rotazione rigida e nel successivo distacco di due blocchi attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale di una parete che può essere interna o esterna, ma che risulta perpendicolare alla direzione dell'azione sismica. È principalmente causata da un efficace trattenimento sommitale associato a degli orizzontamenti intermedi mal collegati, che in caso di azione sismica martellano la parete sottoposta a flessione. Ulteriori fattori che favoriscono il cinematismo sono la scarsa qualità della muratura, la snellezza del paramento e la presenza di spinte orizzontali localizzate, come archi e volte.

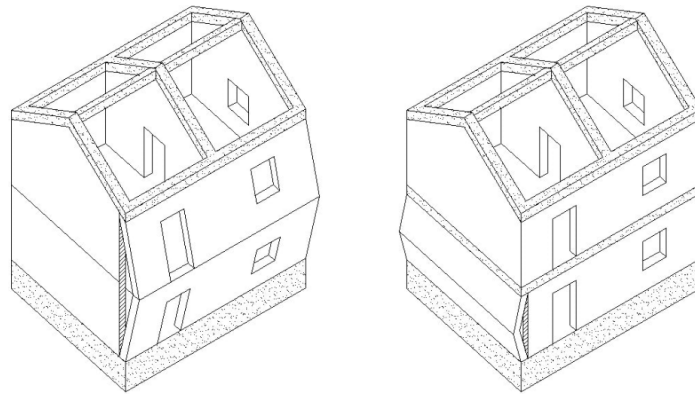


Figura 1.41: Meccanismo di flessione verticale.

- **Flessione orizzontale:** si manifesta solitamente con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale di un prospetto e con il ribaltamento di corpi cuneiformi che ruotano attorno a cerniere cilindriche oblique. Durante un sisma, si genera un effetto arco che trasferisce le sollecitazioni dalla zona centrale del muro di controvento ai due prospetti opposti, innescando il cinematismo. È solitamente dovuto alla presenza di un buon ammorsamento tra le pareti ma scarso collegamento con gli orizzontamenti.

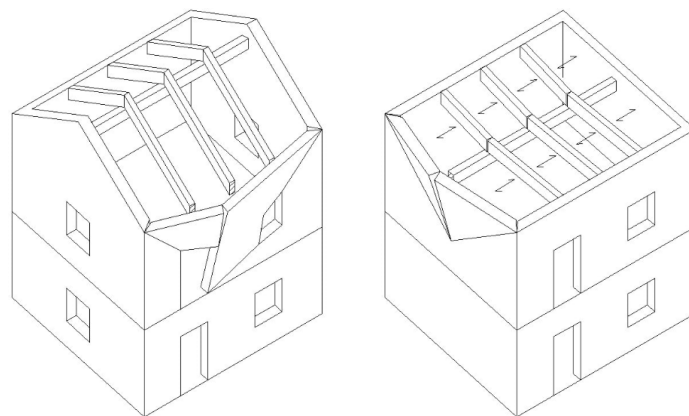


Figura 1.42: Meccanismo di flessione orizzontale.

- **Sfondamento del timpano:** consiste nell'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete del timpano, dovuto al martellamento ciclico della trave di colmo della copertura. Il cinematismo genera due corpi cuneiformi delimitati da fratture oblique sulle quali si instaurano cerniere cilindriche aventi un punto in comune. In linea di massima, lo sfondamento del timpano può essere gradualmente approssimato ad un ribaltamento semplice al diminuire dell'angolo di inclinazione delle cerniere oblique rispetto all'orizzontale.

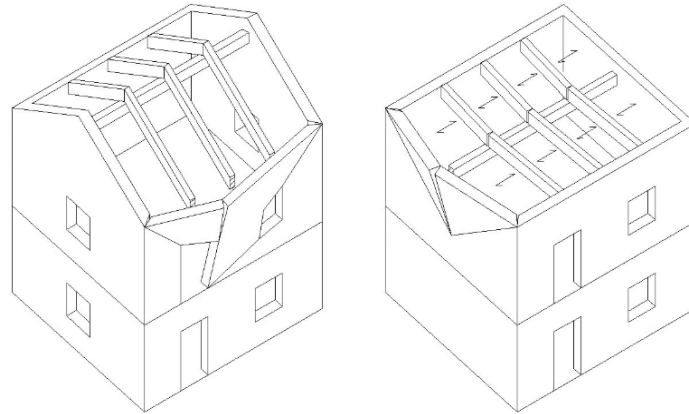


Figura 1.43: Sfondamento del timpano.

I **Meccanismi del Secondo Modo** interessano invece le pareti con tensioni agenti parallelamente al piano principale del pannello murario, che risulta sollecitato per flessione e taglio e può arrivare a rottura per superamento della resistenza del materiale.

Questi si innescano quando l'edificio sviluppa una risposta globale, ovvero quando l'efficace ammortamento degli elementi costruttivi non permette ribaltamenti fuori piano ed è possibile quindi sfruttare interamente la resistenza meccanica della muratura così come la sua concezione scatolare.

In generale, gli orizzontamenti garantiscono una ripartizione delle azioni sismiche proporzionalmente alla loro rigidezza: un solaio rigido e ben ammortato alle pareti garantisce un efficace ripartizione delle forze orizzontali tra i vari pannelli, dove le pareti vengono caricate in maniera proporzionale alla loro rigidezza. Al contrario, un impalcato deformabile non riesce a ripartire le forze orizzontali fra le pareti che risultano così caricate da un'azione orizzontale proporzionale ai carichi verticali gravanti su di esse, indipendentemente dalla loro resistenza.

I meccanismi del secondo modo si manifestano con l'insorgere della classiche lesioni a taglio a forma di X, a causa della formazione di bielle compresse diagonali e della scarsa resistenza a trazione dei pannelli. Questo meccanismo solitamente non porta al collasso, in particolare con una muratura di buona qualità che manifesta un'elevata "duttilità equivalente", ovvero una muratura dove possono verificarsi spostamenti rilevanti dopo l'apertura di fessure senza però giungere al collasso.

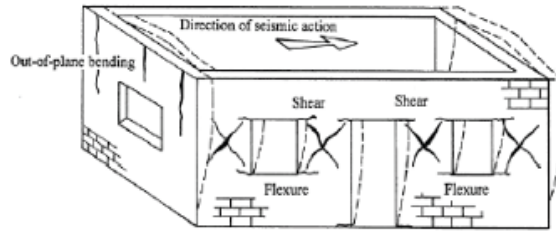


Figura 1.44: Meccanismo di danno del secondo modo.

Alcune criticità costruttive che possono innescare un meccanismo nel piano sono:

- costruzioni adiacenti di altezza differente
- elevata presenza di aperture nella fascia alta
- elevata presenza di aperture nella fascia bassa
- presenza di un timpano rigido.

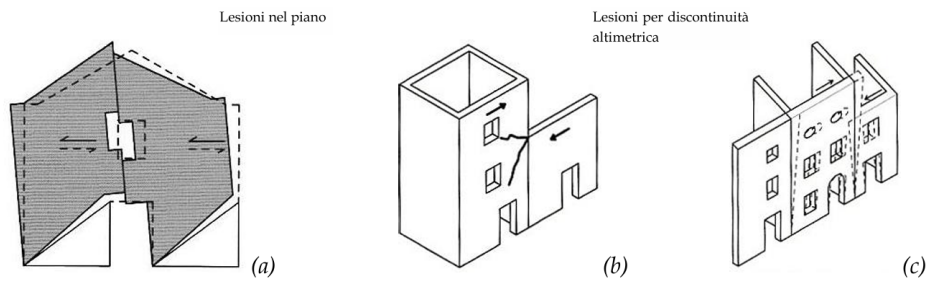


Figura 1.45: Possibili meccanismi nel piano.

1.2.3 Analisi cinematica lineare di un cinematisimo

Lo studio del cinematisimo può essere approcciato come un problema di forze e momenti nel quale il singolo macroelemento si comporta come un corpo rigido, avendo escluso a priori la disgregazione muraria, e risulta soggetto a

- **forze stabilizzanti** come il peso proprio, peso di solai o risultanti date da cordoli o tiranti
- **forze instabilizzanti** come azioni orizzontali sismiche proporzionali alle masse, forze spingenti dovute a volte o coperture.

Si associa a ciascun cinematisimo un moltiplicatore di collasso, definito come rapporto tra momenti stabilizzanti e momenti ribaltanti, al quale è poi associato uno specifico valore di accelerazione al suolo in grado di innescarlo, ovvero l'**accelerazione spettrale di attivazione** a_0^* .

Per ciascun cinematisimo e per ogni Stato Limite preso in considerazione è possibile poi calcolare il relativo indicatore di rischio sismico ζ_e , definito come il rapporto tra capacità resistente e domanda, che può essere riferito alla *PGA* o al periodo di ritorno.

Ad una verifica soddisfatta sul nuovo corrispondono valori di $\zeta_e \geq 1$, ad un intervento di adeguamento $\zeta_e \geq 0,8$ mentre negli interventi di miglioramento si confrontano i coefficienti di rischio dello stato di fatto e di progetto al fine di quantificare il miglioramento del comportamento sismico previsto a fronte del costo stimato dei lavori. I passi da seguire per un'analisi lineare sono:

1. Sulla base del rilievo geometrico e del quadro fessurativo si individua un meccanismo possibile o già innescato, quantificando quindi i parametri ad esso associati: masse in gioco, forze stabilizzanti e instabilizzanti, posizione della cerniera etc.
2. Si calcola il moltiplicatore di collasso e la corrispondente accelerazione di attivazione.
3. Si esegue la verifica di sicurezza confrontando l'accelerazione al suolo *PGA* che attiva il cinematisimo (capacità) con l'accelerazione relativa al sito della costruzione sulla base della vigente normativa (domanda). Analogamente, il calcolo di ζ_e può essere fatto in termini di periodo di ritorno T_R .

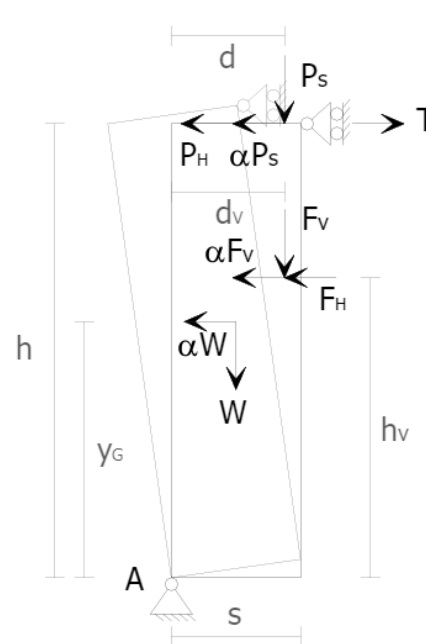
I due valori non coincidono e il loro legame, sebbene biunivoco, non è lineare. Questi però sono contemporaneamente maggiori, minori o pari a 1.

Solitamente le verifiche sono riferite sia allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) sia allo Stato Limite di Danno (SLD), sebbene di primaria importanza sia quella allo SLV.

Di seguito è riportato, a titolo esemplificativo, lo studio di un ribaltamento semplice di un prospetto, con cerniera nel solaio del sottotetto.¹⁸



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



Nello schema osserviamo tra le forze stabilizzanti il peso proprio della parete W , la componente verticale del peso della copertura P_s , la componente verticale di un arco/volta F_v e l'azione di un tirante T .

Tra le azioni instabilizzanti troviamo invece le componenti orizzontali della copertura P_H , di un arco/volta F_H e le forze sviluppatesi a causa dell'accelerazione sismica, direttamente proporzionali, per mezzo del coefficiente α alle masse presenti mediante un coefficiente α (αW , αF_v , αP_s). Si imposta un sistema di riferimento sulla base del quale si vanno a calcolare i bracci delle forze, ottenendo le espressioni dei momenti stabilizzanti M_S e resistente M_R e del moltiplicatore di collasso α .

Momento stabilizzante:

$$M_S = W \cdot \frac{s}{2} + F_v \cdot d_v + P_s \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_v \cdot h_v + P_s \cdot h] + F_H \cdot h_v + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{M_S}{M_R} = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_v \cdot d_v + P_s \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_v + P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_H \cdot h_v + P_s \cdot h}$$

¹⁸Lo schema sottostante è tratto da L.MILANO, A.MANNELLA, C.MORISI, A.MARTINELLI, *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi* - Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni.

Si calcola ora l'accelerazione spettrale di attivazione

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* FC}$$

nella quale

- g è l'accelerazione di gravità
- $e^* = \frac{gM}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$ è la frazione di massa partecipante della struttura
- FC è il fattore di confidenza

Si arriva infine al calcolo del coefficiente $\zeta_e = \mathbf{a}_0^*/\mathbf{a}_g$, grazie al quale si ha l'esito della verifica.

In questo esempio si è considerato un cinematismo di ribaltamento semplice, in cui è presente un unico corpo rigido e un numero limitato di forze in gioco. Inoltre, si è ipotizzato uno scarso ammortamento tra i prospetti, in quanto la parete si stacca senza portare con sé porzioni delle pareti ortogonali. Si suppone inoltre la resistenza a compressione della muratura infinita, in quanto non si è tenuto conto del fenomeno dell'arretramento della cerniera.

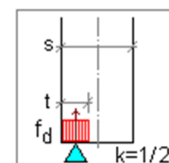
Per un calcolo più approfondito è invece opportuno considerare un progressivo arretramento della cerniera cilindrica durante il cinematismo dovuta alla limitata resistenza a compressione della muratura, che provoca la riduzione del braccio di alcune forze stabilizzanti, come il peso proprio, e la conseguente riduzione di M_S .

In generale, l'arretramento è dell'ordine di pochi centimetri ma provoca una riduzione del coefficiente ζ_e non trascurabile.

Per il calcolo della posizione della cerniera possono essere utilizzati differenti approcci. Di seguito una breve descrizione di quelle utilizzabili all'interno di *Aedes PCM* con immagini tratte dal manuale d'uso del software.

- Spigolo esterno: il comportamento del corpo rigido prescinde dalla resistenza a compressione che può considerarsi infinita.

- Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni.



- Distribuzione uniforme, polo di rotazione nel limite della zona reagente.
- Distribuzione lineare, polo di rotazione nel baricentro delle tensioni.
- Distribuzione lineare, polo di rotazione nel limite della zona reagente.

1.3 Sistemi per il miglioramento sismico degli edifici in muratura

1.3.1 Nozioni generali

Sulla base delle esperienze maturate nei corsi dei numerosi eventi sismici che hanno colpito il nostro paese, si è evidenziato che il danneggiamento o collasso degli edifici in muratura sia in primo luogo da attribuire a vulnerabilità dovute ad una errata progettazione della statica dell'edificio, alla mancanza di manutenzione o all'errata pianificazione di interventi di consolidamento piuttosto che a carenze della muratura come materiale da costruzione.

La pianificazione di un intervento di miglioramento o adeguamento di un edificio esistente non è banale in quanto è necessario individuare le cause di eventuali dissesti e definire quindi gli interventi più opportuni al fine di massimizzare il miglioramento sismico dell'edificio e superare quindi le verifiche, cercando al contempo di minimizzare i costi e l'invasività dei lavori.

Un intervento errato, come il consolidamento di una parete appartenente ad un piano già sufficientemente rigido, può addirittura avere un effetto negativo sulla verifica in quanto ridurrebbe le capacità deformative della struttura.

In generale, gli interventi possibili sono finalizzati a:

- migliorare l'ammorsamento tra muri e il collegamento tra muri e solai
- ridurre la deformabilità dei solai ed incrementarne la rigidità
- migliorare la resistenza nel piano e fuori dal piano dei pannelli murari
- incrementare la resistenza delle fondazioni per evitare cedimenti differenziali.

Nel presente capitolo si elencano, in maniera non esaustiva, le principali tecniche di consolidamento delle strutture in elevazione, valutando in maniera più approfondita il funzionamento e il dimensionamento del tirante, utilizzato nel caso studio.

1.3.2 Tiranti e catene

L'inserimento dei tiranti nelle strutture in muratura per il miglioramento del comportamento sismico è una delle tecniche più diffuse. In particolare, questi sono finalizzati a:¹⁹

- migliorare il collegamento tra muri ortogonali, evitandone il ribaltamento
- incrementare la resistenza nel piano dei pannelli
- assorbire le spinte statiche orizzontali di archi, volte e coperture spingenti.

¹⁹Le immagini e le informazioni in questo paragrafo sono tratte da MICHELE VINCI, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Flaccovio Dario editore, 2019

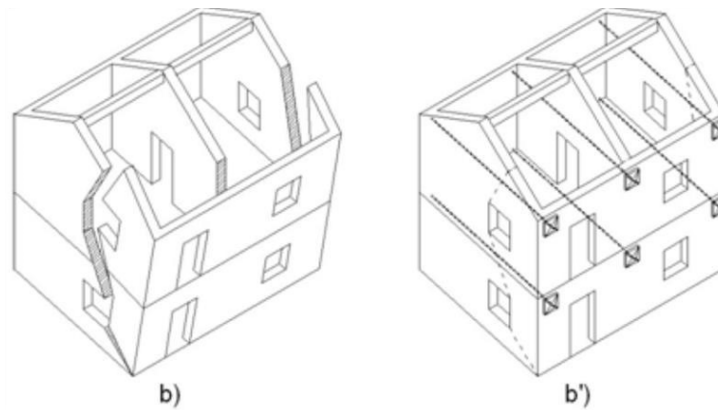


Figura 1.46: Effetto dei tiranti sul ribaltamento composto di una parete.

Il presidio è essenzialmente costituito dal tirante stesso, un capochiave (o bulzone) e giunti di connessione.

Il **tirante** metallico trasmette la tensione tra le due pareti ortogonali e può essere costituito, a seconda del suo posizionamento, da una barra di armatura, da un piatto metallico o da un trefolo: si utilizzano tiranti di sezione circolare se inseriti all'interno della muratura, mentre degli elementi a sezione rettangolare se a vista, ad esempio all'intradosso di un solaio in legno, oppure se annegati nel massetto, al fine di minimizzarne lo spessore.

Il **capochiave** ha invece il compito di ancorare il paramento murario al tirante e può essere di differenti forme o dimensioni, da scegliere opportunamente sia in base alla qualità della muratura che per fattori estetici:

- *Capochiave rettangolare*: consiste in una piastra di forma rettangolare o quadrata con un lato che va dai 20 ai 50cm, solitamente rinforzata con nervature. Il tirante è messo in tensione con bulloni o con cunei inseriti all'estremità del tirante stesso. Se necessario, una singola piastra può ancorare anche due tiranti vicini.

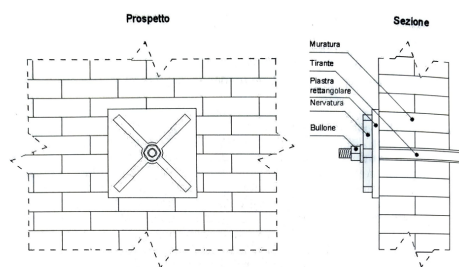


Figura 1.47: Capochiave rettangolare in prospetto e sezione.

- *Capochiave circolare*: consiste in una piastra circolare con un diametro che può variare dai 20 ai 50cm, rinforzata con nervature triangolari o a raggiera.

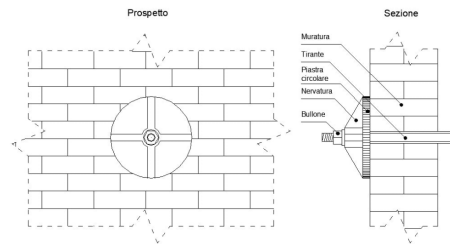


Figura 1.48: Capochiave circolare in prospetto e sezione.

- *Capochiave con paletto*: probabilmente il più diffuso, è costituito da un paletto metallico di lunghezza variabile dai 60 ai 120cm, dove l'ancoraggio è garantito da un bullone. Un'elevata lunghezza del paletto, sebbene coinvolga una porzione più ampia di muratura, può comportare deformazioni eccessive. Sono solitamente inclinati di 45° al fine di scaricare la tensione sia sul muro di spina che sul solaio sovrastante.

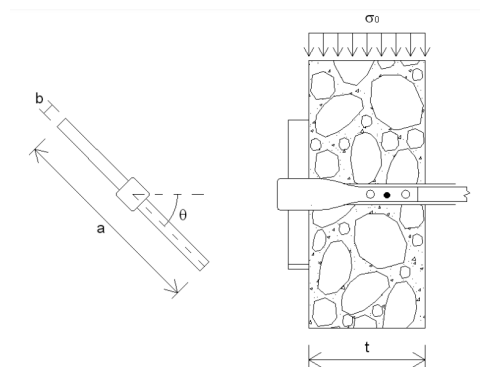


Figura 1.49: Capochiave a paletto in prospetto e sezione.

- *Capochiave con due profili UPN*: consiste in due profili UPN affiancati, collegati con piastre metalliche. Garantisce una notevole superficie d'impronta, risultando particolarmente utile in caso di murature di scarsa qualità.

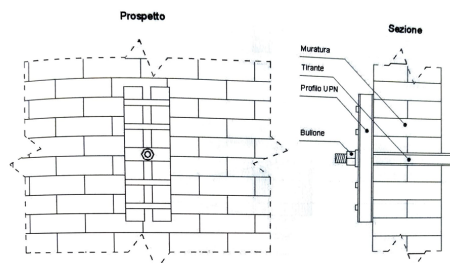


Figura 1.50: Capochiave con profili UPN in prospetto e sezione.

- *Capochiave d'angolo*: costituito da una piastra metallica piegata ad L rinforzata con nervature. È utile quando sono presenti tiranti su due muri che convergono in un angolo.

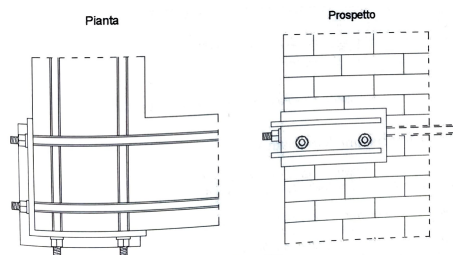


Figura 1.51: Capochiave d'angolo in pianta e prospetto.

Il terzo elemento costituente il tirante sono i **giunti di connessione**, utilizzati se i muri da collegare sono molto distanti o se si vuole pretensionare il tirante.

Le tre tipologie più diffuse sono:

- forchetta con spinotto
- cerniera con bullone
- manicotto di tensione.

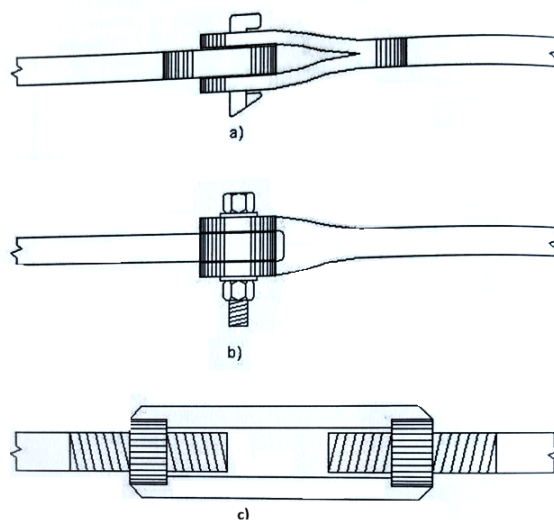


Figura 1.52: Tipologie giunto di connessione: (a) forchetta con spinotto (b) cerniera con bullone (c) manicotto di tensione.

In sede di progetto, la resistenza del tirante può essere presa pari al minimo tra la resistenza del cavo T_t , la resistenza della muratura T_m e del capochiave T_c .

$$T = \min(T_t, T_m, T_c) \quad (1.35)$$

In particolare, si valutano nel dettaglio le singole resistenze:
RESISTENZA DEL CAVO DEL TIRANTE: si valuta come

$$T_t = f_{yd} \cdot A_t \quad (1.36)$$

dove f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio e A_t è l'area della sezione trasversale del cavo. Nel caso studio si inseriranno barre di sezione circolare, quindi risulta:

$$T_t = f_{yd} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (1.37)$$

dove d è il diametro del cavo.

RESISTENZA DELLA MURATURA: dipende direttamente dalla geometria del capochiave e dalle caratteristiche meccaniche della muratura stessa. La resistenza della muratura è pari al minimo tra la sua resistenza a taglio $T_{m,t}$ e a trazione $T_{m,a}$.

$$T_m = \min(T_{m,a}, T_{m,t}) \quad (1.38)$$

Si ipotizza inizialmente che lo sforzo esercitato dal tirante sul paramento murario possa generare il distacco di una porzione di muratura. Nel caso del capochiave rettangolare, questo ha una forma di un tronco di piramide con i lati inclinati di 45° . La forza di trazione necessaria al distacco del tronco di cono risulta:

$$N = f_{ctd} \cdot A_l \quad (1.39)$$

di cui la componente parallela al tirante risulta:

$$T_{m,a} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot N = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot f_{ctd} \cdot A_l \quad (1.40)$$

dove f_{ctd} è la resistenza di calcolo a trazione della muratura, mentre A_l è la superficie laterale del tronco di piramide calcolabile, considerando un capochiave rettangolare di lati a e b e un pannello murario di spessore t , con la seguente relazione:

$$A_l = 2\sqrt{2} \cdot t(a + b + 2t) \quad (1.41)$$

La componente di resistenza di trazione parallela al tirante risulta:

$$T_{m,a} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot t(a + b + 2t) \quad (1.42)$$

La resistenza a taglio, invece, è data dalla somma della resistenza in assenza dei carichi verticali $T_{m,t1}$ e quella data dall'attrito $T_{m,t2}$. Si integrano quindi le due grandezze sulla superficie di distacco del tronco di piramide

$$T_{m,t1} = \int_A f_{vd0} dA \quad T_{m,t2} = \int_A n \cdot \sigma_0(x) dA \quad (1.43)$$

e risolvendo gli integrali, si ottiene la resistenza a taglio complessiva della muratura:

$$T_{m,t} = 2 \cdot t \cdot [f_{vd0}(a + b + 2t) + n \cdot \sigma_0(a + t)] \quad (1.44)$$

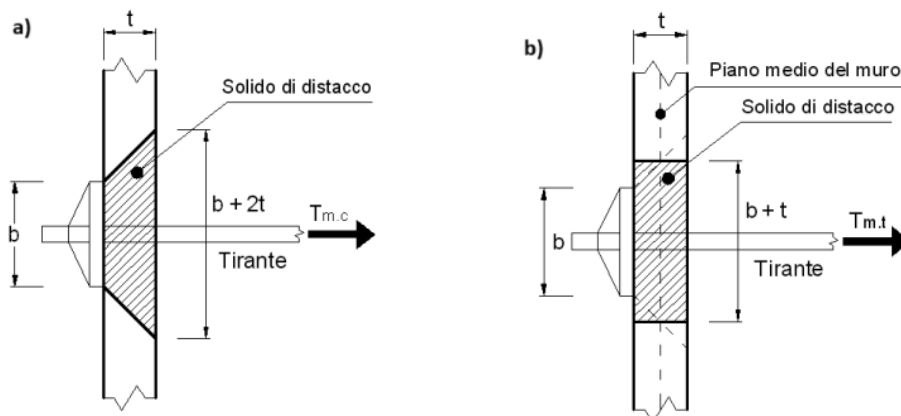


Figura 1.53: Azioni (a) normali e (b) tangenziali sulla superficie del cuneo di distacco.

RESISTENZA DEL CAPOCHIAVE: l'ultimo fattore da tenere in considerazione per la valutazione complessiva della resistenza del presidio antisismico è la resistenza del capochiave. Solitamente questo non è un valore vincolante, in quanto in fase di predimensionamento si lascia un buon margine di sicurezza, data anche l'economicità del componente rispetto al resto dell'intervento di consolidamento. In una gerarchia di resistenze, quindi, la rottura del capochiave avviene successivamente alla rottura della muratura e del tirante.

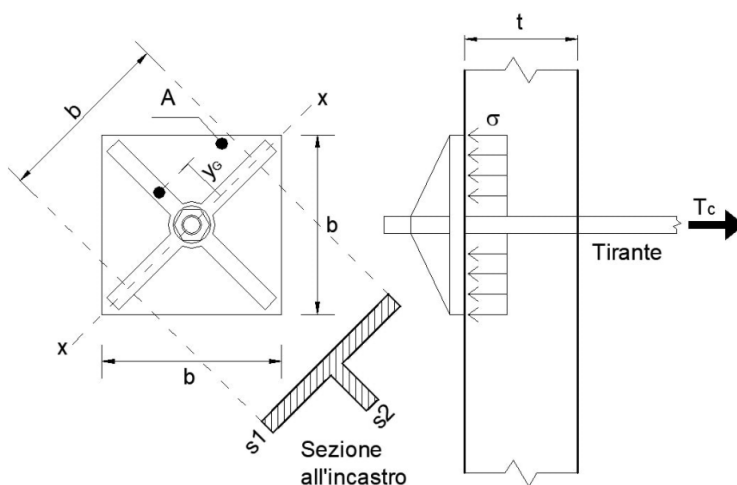


Figura 1.54: Tensioni agenti sul capochiave rettangolare.

Ai fini del predimensionamento del capochiave, si considera una forza T_c trasmessa dal tirante che induce una tensione sulla piastra:

$$\sigma = \frac{T_c}{A} \quad (1.45)$$

Si assume poi che la piastra sia incastrata sull'asse orizzontale passante per il baricentro (x-x) e sia costituita da due piastre triangolari, su ognuna delle quali agisce una risultante pari a $\frac{T_c}{2}$.

È quindi possibile calcolare il taglio V e il momento M all'incastro:

$$M = \frac{T_c}{2} \left(\frac{\sqrt{2} \cdot b}{6} \right) = \frac{\sqrt{2} \cdot T_c \cdot b}{12} \quad (1.46)$$

$$V = \frac{T_c}{2} \quad (1.47)$$

per poi determinare le tensioni assiali e tangenziali massime

$$\sigma(x,y) = \frac{M \cdot y_{max}}{I} \quad (1.48)$$

$$\tau(x,y) = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} \quad (1.49)$$

ed effettuare infine la verifica confrontando la tensione ideale di *Von Mises* con quella di snervamento dell'acciaio

$$\sigma_{id}(x,y) = \sqrt{\sigma^2(x,y) + 3 \cdot \tau^2(x,y)} \leq f_{yd} \quad (1.50)$$

1.3.3 Altre tecniche di consolidamento

Oltre all'installazione dei tiranti, sono molteplici le tecnologie utilizzate per il miglioramento sismico delle strutture in muratura, alcune delle quali sono brevemente descritte in questo paragrafo.

Queste possono essere più o meno invasive e finalizzate alla risoluzione di vulnerabilità differenti, partendo dalla disgregazione muraria fino alla modifica della rigidezza di un solaio o di un paramento murario.²⁰

- **CORDOLI DI CORONAMENTO:** rappresentano una delle tecniche più diffuse ed efficaci per il miglioramento sismico degli edifici in muratura. Questi incrementano la connessione tra pareti ortogonali, riducendo le possibilità di ribaltamento fuori piano, migliorando la resistenza nel piano delle pareti e garantendo una migliore ripartizione delle azioni sismiche tra i setti dell'edificio.

Il cordolo è solitamente realizzato in calcestruzzo armato, profili in acciaio o legno (molto comune in passato). Nel primo caso la presenza del cordolo, spesso nell'interfaccia di collegamento tra muratura perimetrale e copertura, rappresenta un forte appesantimento e irrigidimento in sommità, con tutte le conseguenze negative in caso di sisma. Un cordolo realizzato con un profilo in acciaio, al contrario, ha una massa limitata risultando un efficace intervento migliorativo.

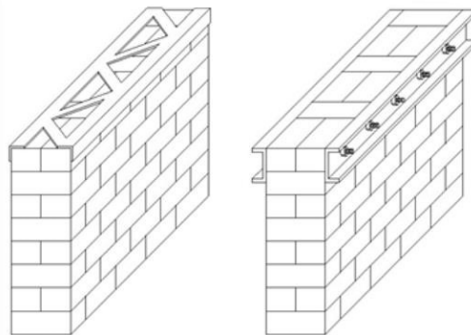


Figura 1.55: Cordolo costituito da profili in acciaio.

- **INIEZIONI DI MISCELE LEGANTI:** se il degrado della muratura è da attribuire quasi esclusivamente al legante mentre gli elementi sono di buona qualità è possibile iniettare miscele leganti all'interno delle cavità della muratura (a pressione o a caduta), ottenendo un notevole miglioramento della resistenza senza intaccare lo schema statico originale. L'intervento risulta praticabile a condizione che i pori nella muratura siano ben collegati, permettendo alla malta di permeare all'interno della massa muraria. L'iniezione di malta può essere utile nel caso di murature in pietrame, che risultano spesso ricche di vuoti all'interno collegati tra loro.

²⁰Le immagini in questo paragrafo sono tratte da MICHELE VINCI, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Flaccovio Dario editore, 2019

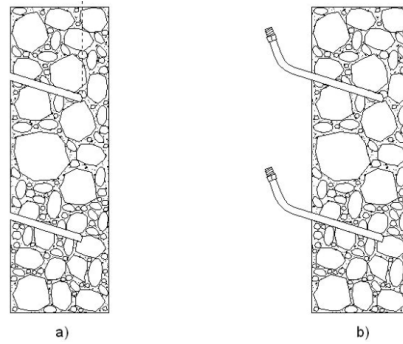


Figura 1.56: Apertura dei fori (a) ed iniezioni di miscela legante (b) in una muratura in pietrame.

- **INTONACO ARMATO:** nel caso in cui la muratura presenti un elevato numero di fessure che renderebbero inapplicabili le iniezioni di legante si può ricorrere all'impacchettamento della stessa con lastre in calcestruzzo armato. L'intervento consiste nel disporre delle armature metalliche su entrambe le facce della parete, collegate tra loro con barre passanti, e nel getto di uno strato di calcestruzzo dallo spessore di $3 \div 4\text{cm}$. L'intervento migliora la resistenza del pannello in quanto confina la muratura e ne aumenta la sezione resistente, incrementandone anche le capacità duttili e la resistenza a taglio. L'esecuzione dell'intervento richiede però una completa accessibilità su entrambe le facce del pannello.

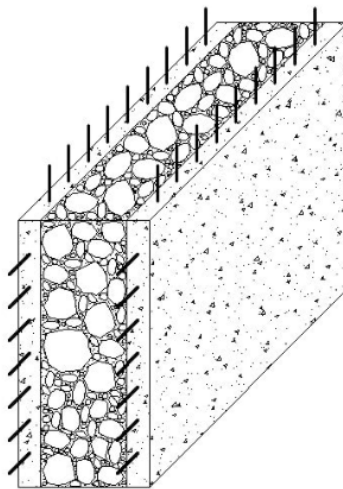


Figura 1.57: Intonaco armato.

- **DIATONI ARMATI:** la tecnica consiste nell'inserire nel pannello dei diatoni cilindrici in calcestruzzo armato dal diametro di $10 \div 15\text{cm}$, al fine di migliorare il collegamento tra due paramenti murari ed evitarne il distacco. La tecnica risulta invasiva in quanto va effettuata in maniera estensiva su tutti i pannelli interessati.

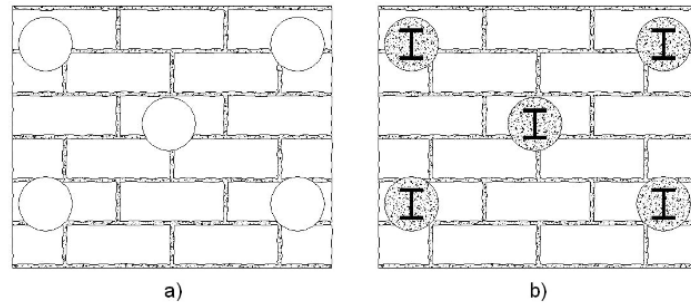


Figura 1.58: a)apertura dei fori b)getto dei diatoni artificiali.

- **RINFORZO CON NASTRI FRP o FRCM:** consiste nell'applicazione sulla superficie della muratura di nastri costituiti da materiali compositi, utilizzando collanti epossidici o poliuretanici (*FRP*) oppure una malta a cementizia o di calce (*FRCM*). Prima dell'applicazione del rinforzo il supporto deve essere adeguatamente preparato, rimuovendo tutte le parti di distacco dalla muratura e regolarizzando la superficie. In generale, l'applicazione di FRP e FRCM garantisce un considerevole incremento della resistenza a taglio.²¹

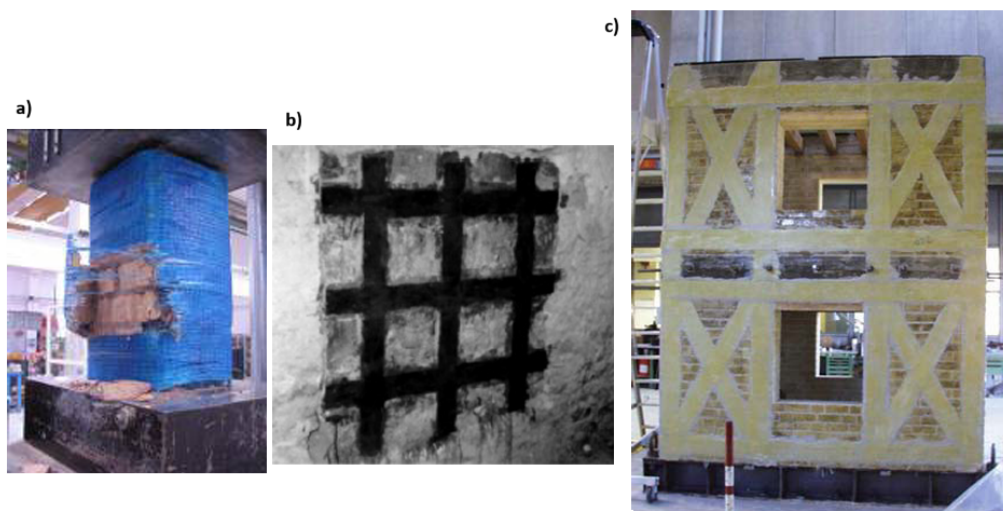


Figura 1.59: Rinforzo con nastri FRP costituiti da (a)fibre di vetro (b)fibre di carbonio (c)fibre di aramide.

²¹Immagini tratte da Prof. Ing. NICOLINO GATTESCO, *Adeguamento sismico di edifici esistenti in muratura*, materiale didattico, Università degli Studi di Trieste

- **SOSTITUZIONE MURARIA:** comunemente detta "cuci-scuci", consiste nella sostituzione di limitate zone di muratura degradata con una nuova tessitura muraria, costituita da elementi di caratteristiche simili alla muratura esistente e malta a ritiro nullo, per evitare il distacco tra il nuovo e l'esistente. È una tecnica utile soprattutto per eliminare lesioni localizzate su un pannello murario di discreta qualità, previo puntellamento dei solai portati dalla muratura danneggiata.

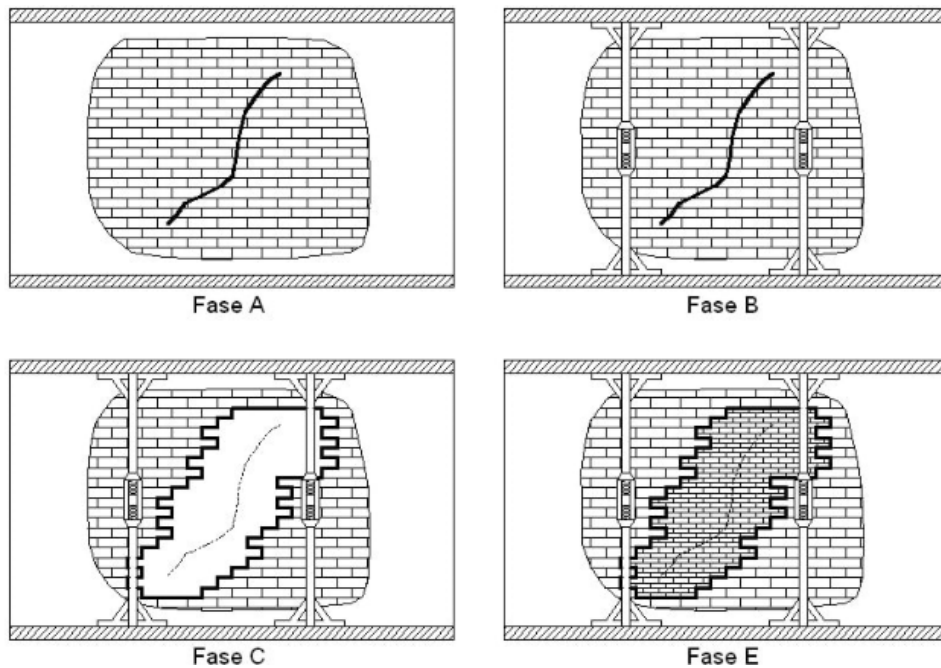


Figura 1.60: Esecuzione della sostituzione muraria.

Un'altra carenza frequente nelle strutture in muratura è rappresentata dai solai interpiano, che possono presentare le seguenti problematiche:

- capacità portante insufficiente in relazione alla destinazione d'uso
- eccessiva deformabilità flessionale
- scarsa rigidezza nel piano
- insufficiente collegamento con le pareti
- presenza di parti ammalorate a causa di funghi, insetti, xilofagi.

A tal proposito possono essere pianificati i seguenti interventi migliorativi:²²

- **REALIZZAZIONE DI UNA SOLETTA COLLABORANTE**, opportunamente collegata alle travi in legno mediante connettori e finalizzata a limitare le deformazioni e migliorare il comportamento sia a piastra che a lastra. Tale intervento però risulta invasivo e spesso incompatibile per via dell'elevato peso e dello spessore aggiuntivo che esso comporta.

²² Immagini tratte da Prof. Ing. NICOLINO GATTESCO, *Adeguamento sismico di edifici esistenti in muratura*, materiale didattico, Università degli Studi di Trieste

- **RINFORZO CON PIATTI IN ACCIAIO:** tale intervento consiste nell'inserimento di piastre in acciaio al di sopra del tavolato esistente ed in corrispondenza di ogni trave al fine di aumentare la capacità portante e la rigidezza flessionale.
- **IRRIGIDIMENTO DEL SOLAIO NEL PROPRIO PIANO,** mediante la realizzazione di una struttura reticolare annegata nel massetto oppure a vista all'intradosso del solaio.



(a) Realizzazione di una soletta collaborante



(b) Inserimento di piatte metalliche



(c) Realizzazione di una struttura reticolare

Figura 1.61: Possibili interventi su un solaio interpiano.

Studio delle vulnerabilità e dei meccanismi di danno di un caso studio

2.1 Analisi dello stato di fatto

2.1.1 Geolocalizzazione

L'area oggetto dell'intervento si trova nelle campagne del comune di Montalto delle Marche (AP) sulla sommità di una piccola altura a quota 285mslm .

L'abitazione risulta isolata dagli altri edifici, ad eccezione di un rudere ad alcune decine di metri da essa, ed è collegata alla vicina SP56 mediante una strada bianca.

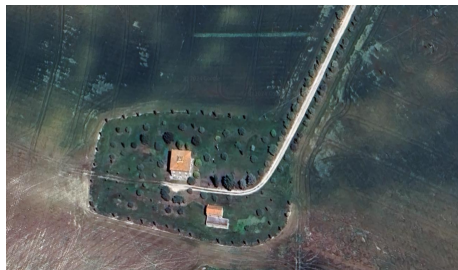


Figura 2.1: Geolocalizzazione.

2.1.2 Rilievo geometrico

L'edificio in questione è un'abitazione composta da due piani abitabili ed un sottotetto.

Si tratta di un edificio realizzato interamente in muratura portante e risalente alla prima metà del Novecento, costituito da paramenti murari esterni dallo spessore di 45cm e muretti divisorii interni di 15cm . Si individua subito una buona regolarità costruttiva: la pianta è approssimativamente quadrata, i muretti interni sono allineati sia in pianta che in alzata e le bucatore sono allineate, permettendo un regolare scarico delle forze nei maschi murari.

Di seguito sono riportate, fuori scala, le piante dei 3 livelli dell'edificio, due prospetti e una sezione, forniti dallo studio dell'Ing. Fabrizio Boccanera.

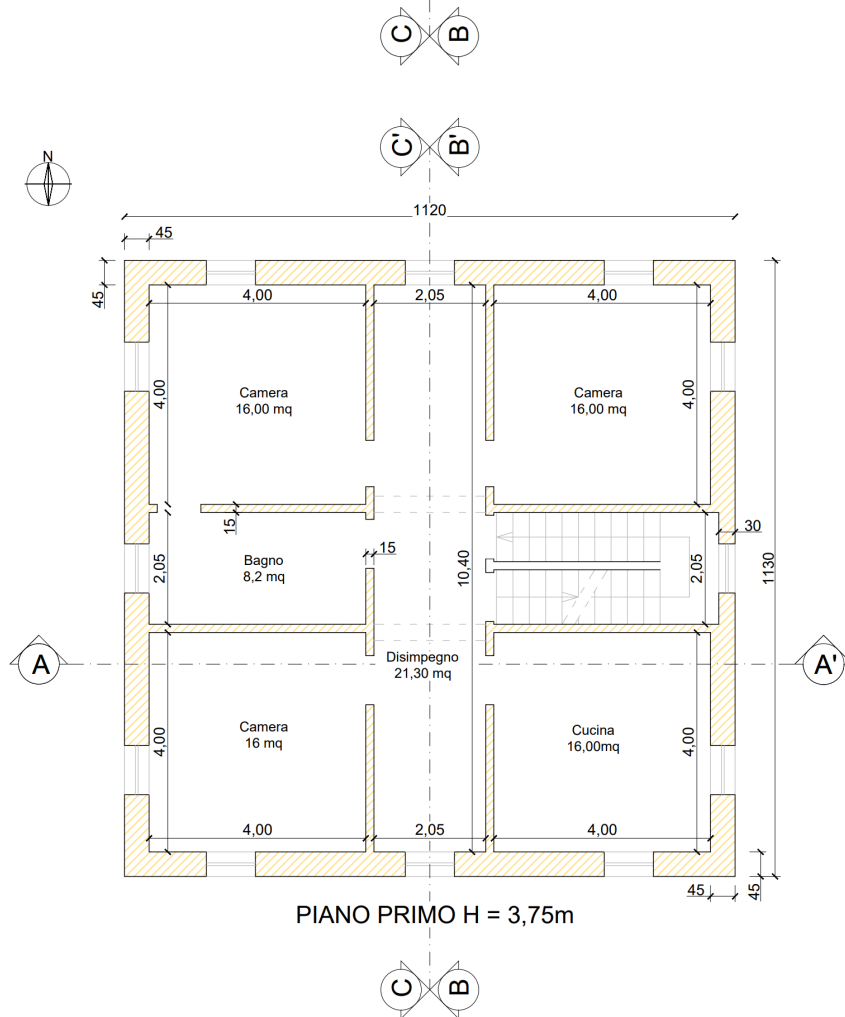
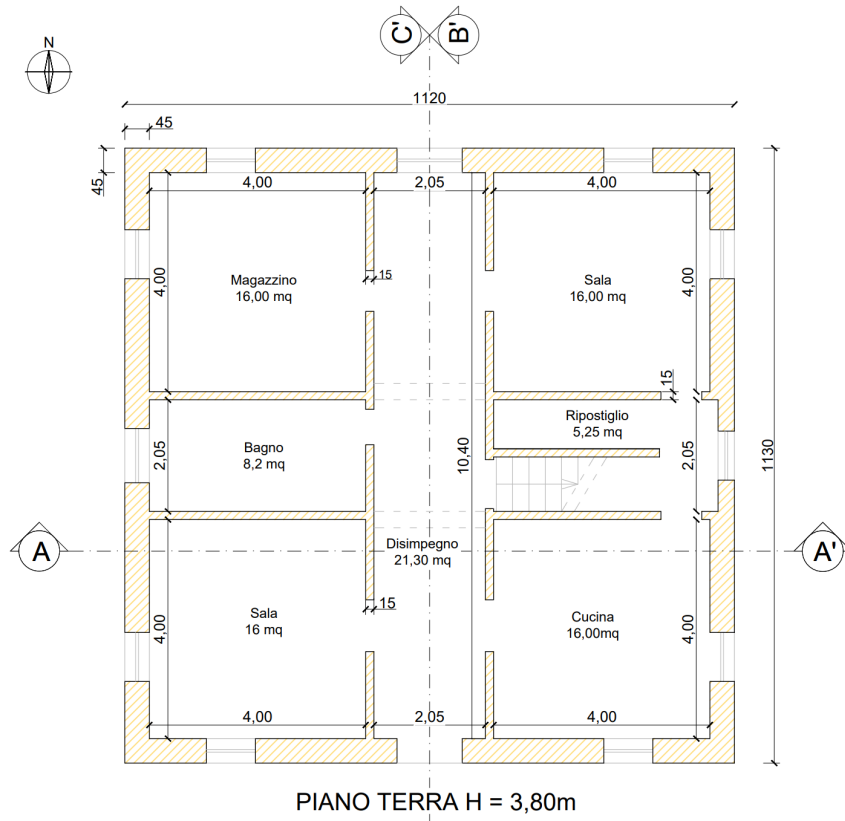


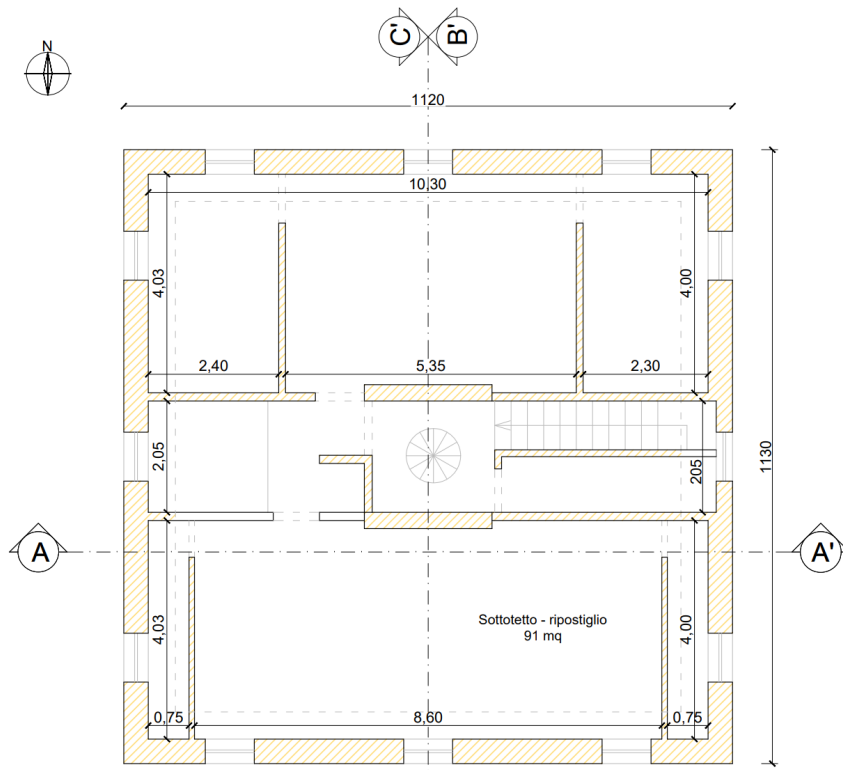
(a) Vista prospettica SO



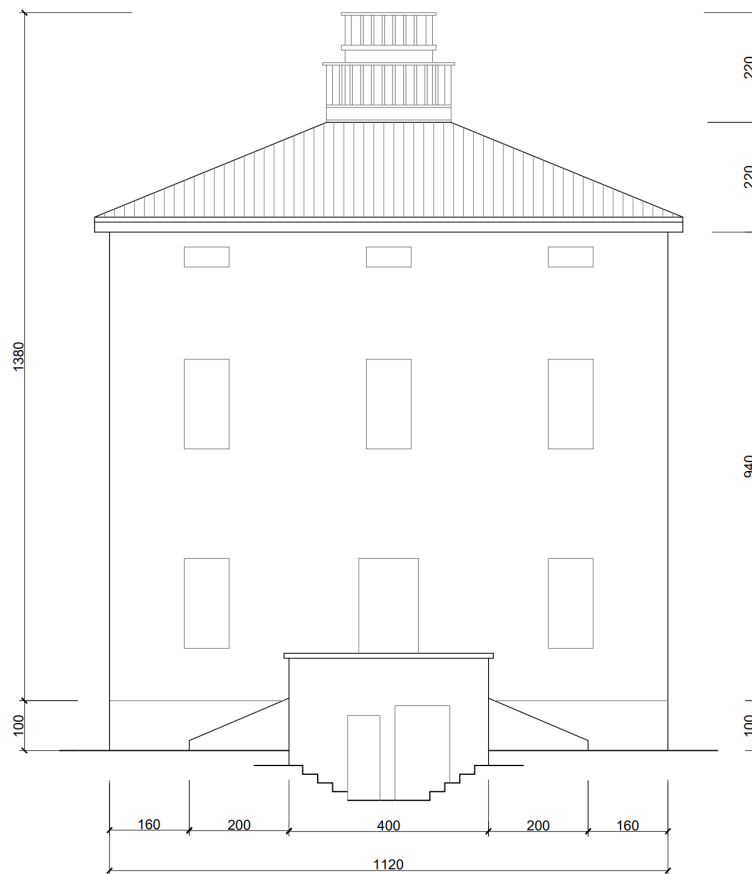
(b) Vista prospettica NORD

Figura 2.2: Esterno dell'edificio.

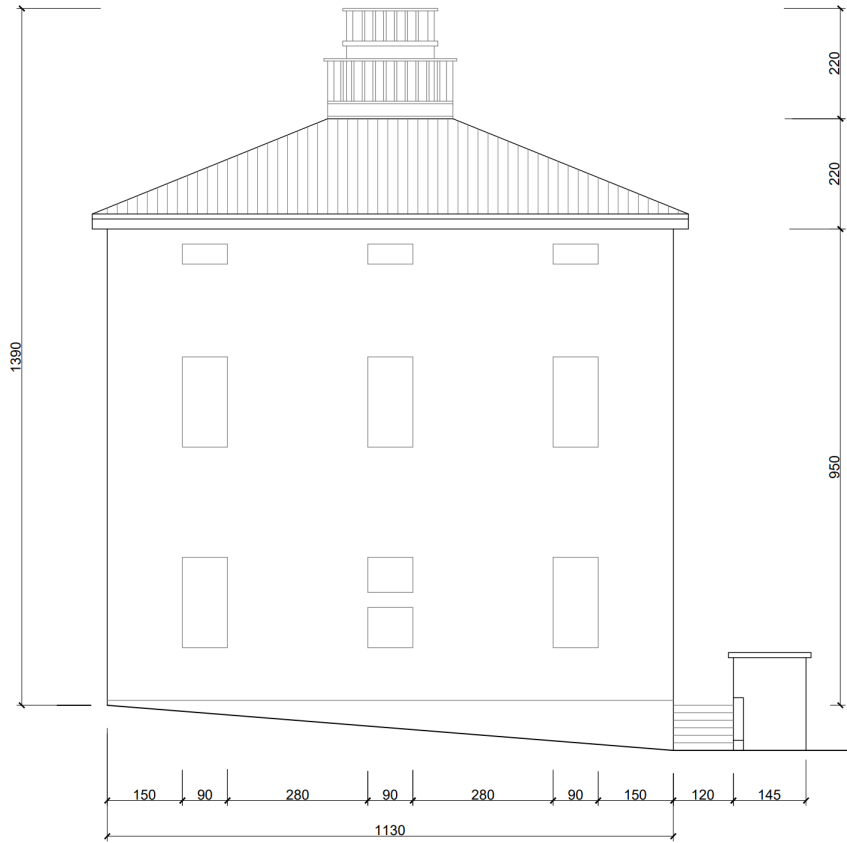




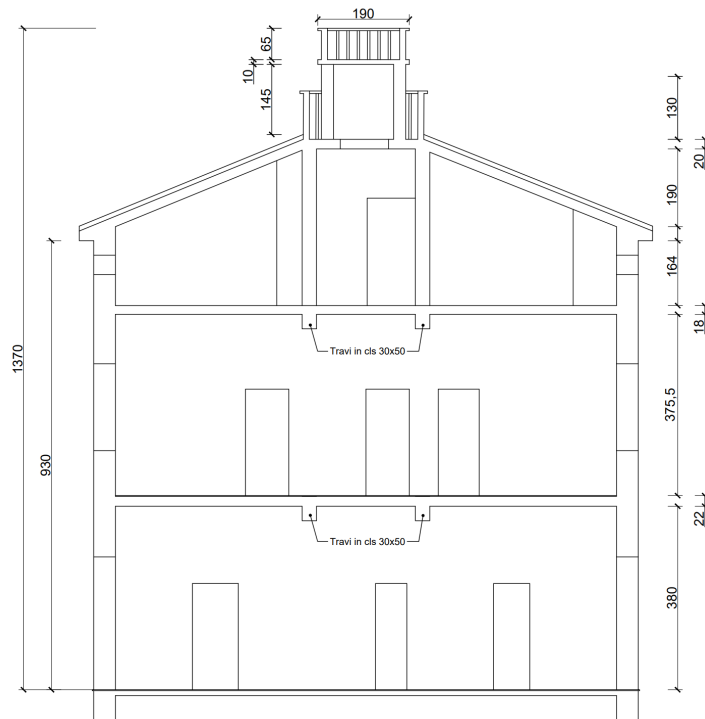
PIANO SECONDO (sottotetto)



PROSPETTO NORD
57



PROSPETTO EST



SEZIONE B-B'

Si fornisce ora una breve descrizione dei principali elementi costruttivi dell'edificio evidenziando, per ciascuno di essi, le peculiarità e le eventuali criticità riscontrate.

La stratigrafia dei due **solai interpiano** non è nota con certezza ed è stata ipotizzata sulla base dello spessore, di un piccolo sondaggio fatto con un demolitore e di un'analisi visiva. Per le fasi più avanzate della pianificazione degli interventi si renderanno necessarie ulteriori prove distruttive al fine di conoscere la tecnologia costruttiva dei solai e di stimarne quindi con maggiore precisione i carichi e le proprietà meccaniche.

Lo spessore del solaio del piano primo è di 22cm , mentre quello del sottotetto di 18cm . Dall'estradosso del solaio del sottotetto, inoltre, sono visibili le ali superiori di profili in acciaio con un interasse di circa 72cm e aventi la dimensione dell'ala superiore di circa 65mm .

I due solai interpiano presentano la stessa orditura, riportata nello schema sottostante.

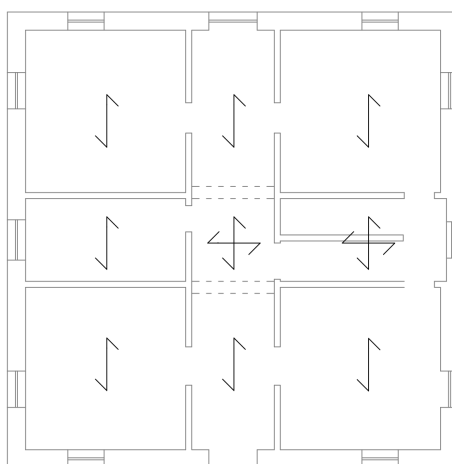


Figura 2.3: Orditura dei solai interpiano.



(a) Estradosso solaio con putrelle a vista



(b) Foro di ispezione

Figura 2.4: Estradosso del solaio del piano sottotetto.

Sulla base di una breve ricerca sulle putrelle in commercio nel periodo di costruzione dell'edificio, si ipotizza che l'orditura del solaio sia costituita da profili *IPN*, in particolare da *IPN160*.¹

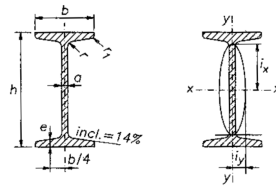


Tabella 2. Travi IPN.

Designazione	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	r ₁ mm	Area S cm ²	Massa lineica P kg/m	Asse xx			Asse yy		
									I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm
IPN 80 UNI 5679	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	7,57	5,94	77,7	19,4	3,20	6,28	2,99	0,91
» 100 »	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	10,6	8,34	170	34,1	4,00	12,1	4,86	1,07
» 120 »	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	14,2	11,1	327	54,5	4,80	21,4	7,38	1,23
» 140 »	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	18,2	14,3	572	81,8	5,60	35,1	10,6	1,39
» 160 »	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	22,8	17,9	934	117	6,40	54,6	14,8	1,55
» 180 »	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	27,9	21,9	1444	161	7,20	81,2	19,8	1,71
» 200 »	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	33,4	26,2	2138	214	8,00	116	25,9	1,87

APPENDICE A

299

Figura 2.5: Sagomario profili IPN.

Dato l'esiguo spessore degli stessi, si ipotizza l'assenza di una soletta collaborante su tutti i solai interpiano e la presenza di tavelloni in laterizio all'intradosso. È invece molto probabile la presenza di elementi in laterizio a copertura dell'intradosso delle putrelle al fine di formare una superficie continua dove applicare lo strato di finitura.

Dal foro di ispezione praticato sul sottotetto non si evidenzia la presenza di un'intercapedine d'aria, anche se il sondaggio è stato praticato in prossimità del muro perimetrale, quindi potrebbe aver coinvolto una fascia piena. In ogni caso, a scopo didattico e a favore di sicurezza, si è arrivati a definire una stratigrafia piena riportata nei disegni sottostanti che va ad incrementare i carichi gravanti sul resto della struttura.

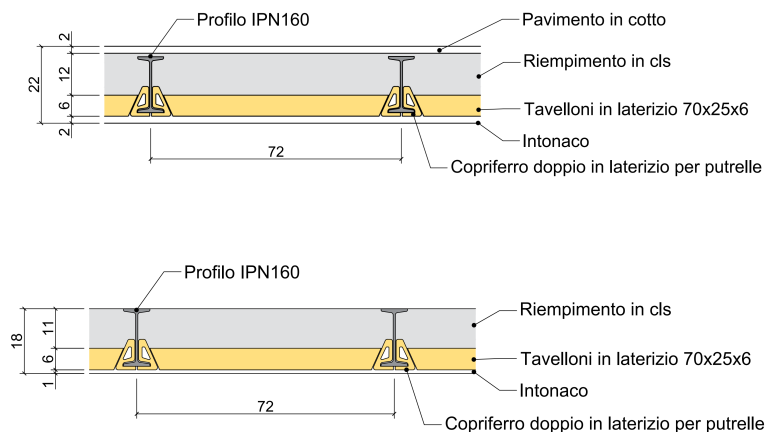


Figura 2.6: Stratigrafia solai piano primo e sottotetto.

¹Sagomario tratto da www.fausto-minelli.unibs.it

L'abitazione presenta una **copertura a 4 falde** in legno spingente, composta da 6 puntoni in legno di conifera dalla sezione $16 \times 20 \text{ cm}$ poggianti sui muri perimetrali e su due muri interni che delimitano il corpo scala.

Al di sopra di questi sono presenti arcarecci di sezione $12 \times 16 \text{ cm}$ con un'interasse di circa 80 cm e una terza orditura costituita da morali di sezione $4 \times 8 \text{ cm}$. A completare il pacchetto di copertura sono presenti dei tavelloni in laterizio dallo spessore di 3 cm , uno strato impermeabilizzante e un manto di copertura in tegole. Lo schema delle orditure è riportato nel grafico sottostante. Una schematizzazione del pacchetto di copertura è visibile nei disegni sottostanti.



Figura 2.7: Intradosso del solaio di copertura: sono visibili le 3 orditure e i tavelloni in laterizio.

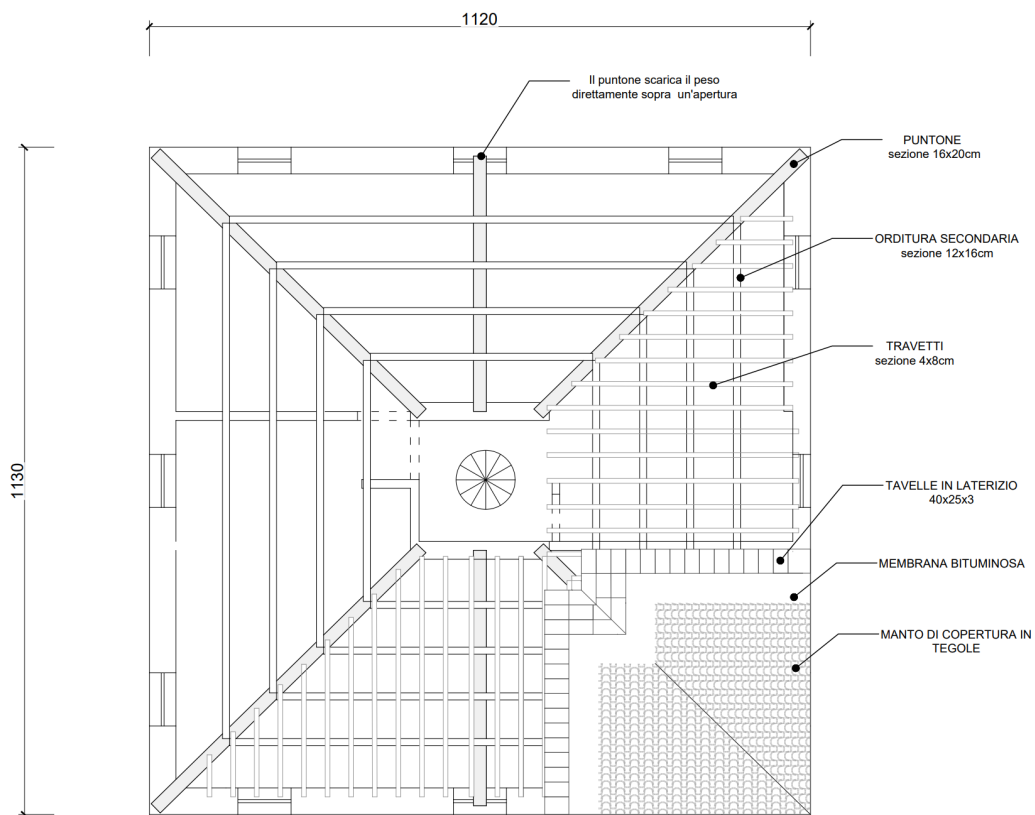


Figura 2.8: Stratigrafia pacchetto di copertura.

La natura spingente della copertura è responsabile di alcune delle principali vulnerabilità dell'edificio, meglio trattate nei prossimi paragrafi: i puntoni vanno infatti a scaricare in maniera puntuale sia le componenti verticali che quelle orizzontali del peso della copertura. Quattro di questi poggiano in prossimità delle angolate mentre i restanti due proprio al di sopra di piccole aperture nei prospetti Nord e Sud.

Il tutto è aggravato dalla mancanza di una cordolatura perimetrale, che ha innescato il meccanismo di ribaltamento dei prospetti Nord e Sud con la cerniera posizionata all'altezza del sottotetto.

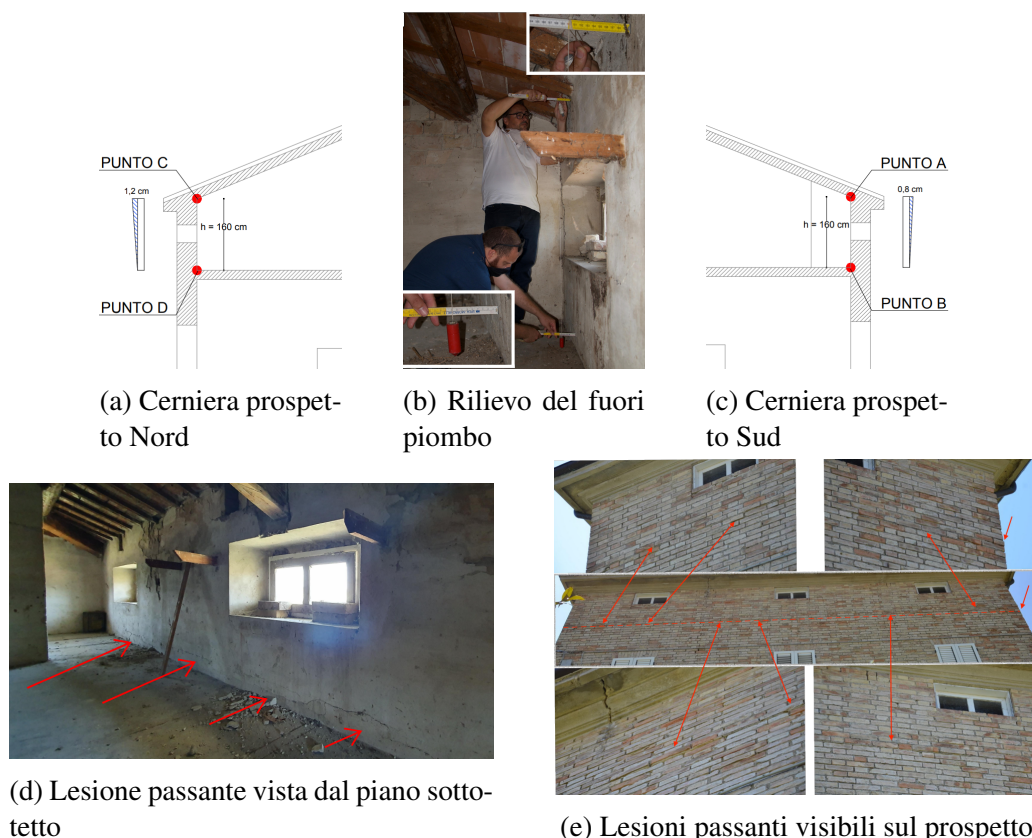


Figura 2.9: Rilievo fotografico del meccanismo di ribaltamento in atto nel piano sottotetto.

L'**attacco a terra** risulta essere uno degli elementi dell'edificio di cui ignoriamo dimensioni e tecnologia costruttiva, non avendo a disposizione documenti riguardanti la costruzione o interventi migliorativi passati.

Si ipotizza quindi, a scopo didattico, che essa sia costituita da un cordolo in calcestruzzo non armato o debolmente armato, sia al di sotto dei muri perimetrali che dei muretti interni.

Dall'esterno dell'abitazione è possibile vedere che il terreno su cui poggia ha una discreta pendenza, motivo per cui sui prospetti Est e Ovest è visibile uno zoccolo di fondazione.

Alla fondazione è inoltre associata una delle carenze principali dell'edificio: osservando i rilievi fotografici e il quadro fessurativo nelle viste di pianta e di sezione, si rendono visibili numerose lesioni a taglio sui muretti interni disposte un'unica direzione e provocate molto probabilmente da un cedimento differenziale limitato al centro dell'edificio. Un'ipotesi plausibile è che questo sia conseguenza di un errato intervento di ripristino nel quale potrebbero essere

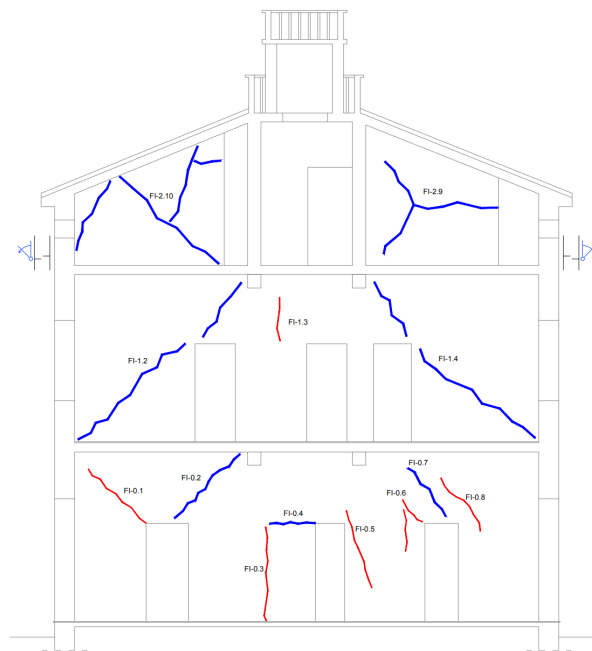
state allargate le fondazioni perimetrali, lasciando però invariate quelle al di sotto dei muretti interni, in prossimità delle quali il cedimento risulta quindi maggiore. Il fenomeno può essere stato aggravato dal peso del torrino sulla sommità dell'edificio, che scarica il proprio peso a terra attraverso i muretti interni.



(a) Zoccolo di fondazione



(b) Lesione a taglio su uno dei muretti interni



SEZIONE B-B'

(c) Lesioni a taglio nel quadro fessurativo

Figura 2.10: Cedimento della fondazione al centro dell'edificio.

Allo stato attuale non si ha a disposizione un'accurata relazione geologica, ma una descrizione più sintetica della stratigrafia del terreno al di sotto dell'edificio.

Questa riporta l'alternanza di strati a grana fine e grossa, quali livelli sabbiosi e argillosi fino a quota $-8,40m$. La consistenza del terreno tende poi ad aumentare fino ad arrivare al substrato che parte da quota $-11,20m$. Il dato di nostro interesse per lo studio dei cinatismi risulta essere la velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio di $270 - 280m/s$ che ci permette di classificare il terreno come categoria di suolo "C" secondo le NTC2018.

**UNITÀ GEOTECNICA 1 – LIVELLI SABBIOSI INTERVALLATI A LIVELLI ARGILLOSI (COLTRE ELUVIO-COLLUVIALE)
DA -00,00 M A -08,40 M**

Vs	130 - 200 m/s	Velocità onde S
Vp	350 - 500 m/s	Velocità onde P
σ	0,40 - 0,42	Coeff. di Poisson
E	40 - 65 Kg/cm ²	Modulo di Young
Ed	40 - 65 Kg/cm ²	Modulo edometrico
γ	1,75 - 1,80 g/cm ³	Peso di unità di volume
γ'	1,85 - 1,90 g/cm ³	Peso di unità di vol. sat.
ϕ	23° - 25°	Angolo di attrito interno
Cu	0,35 - 0,55 Kg/cm ²	Coesione non drenata
C'	0,05 - 0,07 Kg/cm ²	Coesione drenata
Dr	40,0%	Densità relativa
Kw	2,00 - 2,50 Kg/cm ²	Costante di Winkler
Classificazione AGI	Incoerente - Coesivo Moderatamente consistente - Poco addensato	

**UNITÀ GEOTECNICA 2 – ALTERANZA DI ARGILLE E SABBIE (SUBSTRATO ALTERATO)
DA -08,40 M. A -11,20 M.**

Vs	250 - 320 m/s	Velocità onde S
Vp	600 - 800 m/s	Velocità onde P
σ	0,40 - 0,41	Coeff. di Poisson
E	180,00 - 240,00 Kg/cm ²	Modulo di Young
Ed	180,00 - 250,00 Kg/cm ²	Modulo edometrico
γ	2,10 - 2,15 g/cm ³	Peso di unità di volume
γ'	2,15 - 2,20 g/cm ³	Peso di unità di vol. sat.
ϕ	28° - 30°	Angolo di attrito interno
Cu	1,60 - 2,40 Kg/cm ²	Coesione non drenata
C'	0,30 - 0,40 Kg/cm ²	Coesione drenata
Dr	60,0%	Densità relativa
Kw	3,00 - 3,50 Kg/cm ²	Costante di Winkler
Classificazione AGI	Incoerente - Coesivo Molto consistente - Moderatamente addensato	

**UNITÀ GEOTECNICA 3 – ALTERANZA DI ARGILLE E SABBIE (SUBSTRATO)
OLTRE -11,20 M.**

Vs	320 - 400 m/s	Velocità onde S
Vp	800 - 950 m/s	Velocità onde P
σ	0,39 - 0,40	Coeff. di Poisson
E	250,00 - 300,00 Kg/cm ²	Modulo di Young
Ed	250,00 - 300,00 Kg/cm ²	Modulo edometrico
γ	2,25 - 2,30 g/cm ³	Peso di unità di volume
γ'	2,45 - 2,50 g/cm ³	Peso di unità di vol. sat.
ϕ	> 30°	Angolo di attrito interno
Cu	2,40 - 3,10 Kg/cm ² (parte coesiva)	Coesione non drenata
C'	0,40 - 0,50 Kg/cm ² (parte coesiva)	Coesione drenata
Dr	63,5%	Densità relativa
Kw	3,50 - 4,00 Kg/cm ²	Costante di Winkler
Classificazione AGI	Incoerente - Coesivo Estremamente consistente - Addensato	

Figura 2.11: Stratigrafia del terreno al di sotto dell'edificio.

Una elemento distintivo dell'edificio in analisi è il **torrino di avvistamento** posto sulla sommità della copertura a 4 falde e raggiungibile tramite una scala a chiocciola in metallo che lo collega al sottotetto. La pianta è approssimativamente quadrata di lati $2,65m$ e $2,35m$ e l'altezza totale è di $2,20m$.

Il torrino è essenzialmente costituito da solette in calcestruzzo sia alla base che in copertura e da un'elevazione in mattoni pieni ad una testa nella quale è contenuto il corpo scala. Sono inoltre presenti dei parapetti in calcestruzzo sia per il piano di calpestio che per la soletta di copertura. La torretta, sebbene rappresenti un pregio architettonico per l'abitazione, dà luogo ad un'altra criticità riscontrabile in caso di sisma: è infatti un carico non trascurabile posto sulla sommità dell'edificio che potrebbe staccarsi e danneggiare la copertura oppure, in ogni caso, generare forze orizzontali che graverebbero sulla struttura sottostante.

Analizzando i rilievi a disposizione, inoltre, si può osservare come il percorso del carico del torrino fino alla fondazione sia irregolare. Partendo dai muri interni nel piano sottotetto, il peso del torrino si scarica su due piccole travi in calcestruzzo armato (visibili in pianta e in sezione) posizionate a loro volta al di sopra di muretti interni, che risultano essere elementi snelli.

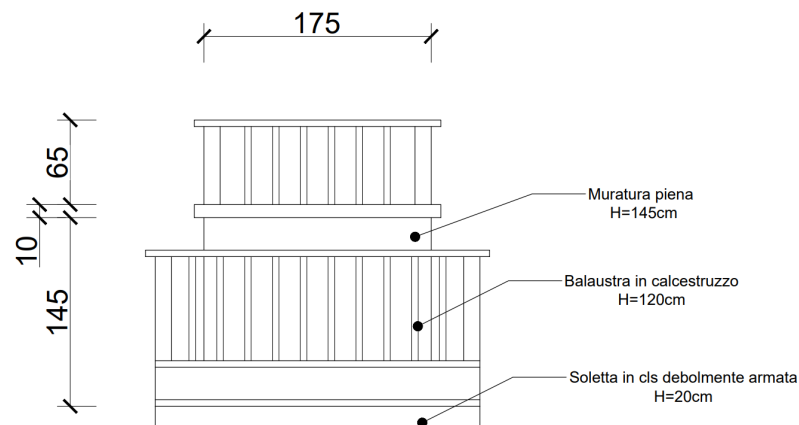


Figura 2.12: Prospetto del torrino in copertura.



(a) Esterno del torrino

(b) Esterno del torrino

Figura 2.13: Rilievo fotografico del torrino sulla copertura.



(a) Scala a chiocciola di accesso



(b) Soletta di copertura e piccolo parapetto ornamentale

Figura 2.14: Rilievo fotografico del torrino sulla copertura.

2.1.3 Quadro fessurativo e individuazione dei meccanismi di collasso

È fornito dall'azienda ospitante un accurato quadro fessurativo dell'edificio sulle viste di pianta, dei prospetti e su 4 sezioni.

L'osservazione delle lesioni presenti, unitamente allo studio del rilievo geometrico e fotografico, è un primo passo per comprendere i meccanismi di collasso già in atto, indirizzando quindi lo studio dei cinematismi con il software *Aedes PCM* descritto in seguito. Nel quadro fessurativo sono presenti dei riferimenti numerati che associano alcune lesioni al rispettivo meccanismo di danno, elencato in seguito.

	Lesione passante		Lesione passante
	Lesione non passante		Lesione non passante
	Proiezione in pianta di lesioni su archi e volte		Umidità
	Presenza di canna fumaria		Perdita di legante tra i giunti
	Discontinuità e Variazione della sezione muraria		Rilievo dello scostamento della verticalità (fuori/entro piombo)
	Inflessione di elementi lignei		Componenti vettoriali spostamento di masse murarie - Rotazione fuori piano
	Discontinuità costruttiva in nodo murario (muro accostato senza morse)		Crolli di parti e/o caduta di elementi da paramenti
	Discontinuità costruttiva angolare	FI - n	Lesione interne - 1, 2...n
	Discontinuità costruttiva angolare	FE - n	Lesione esterne - 1, 2...n

LEGENDA VULNERABILITA'		LEGENDA DEGRADO	
	Nicchie		Patina biologica
	Carenza per requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma - Tabella 7.8.1 N.T.C. 2018		Umidità e muffa
	Botola		Alterazione cromatica
	Apertura in prossimità di angolate		Alveolizzazione
	Allineamenti verticali		Distacco materiale
	Carichi concentrati su orizzontamenti		Decoesione diffusa muratura (perdita di legante tra i giunti)
	Tetto spingente		Patina

Figura 2.15: Legenda del quadro fessurativo per piante e prospetti.

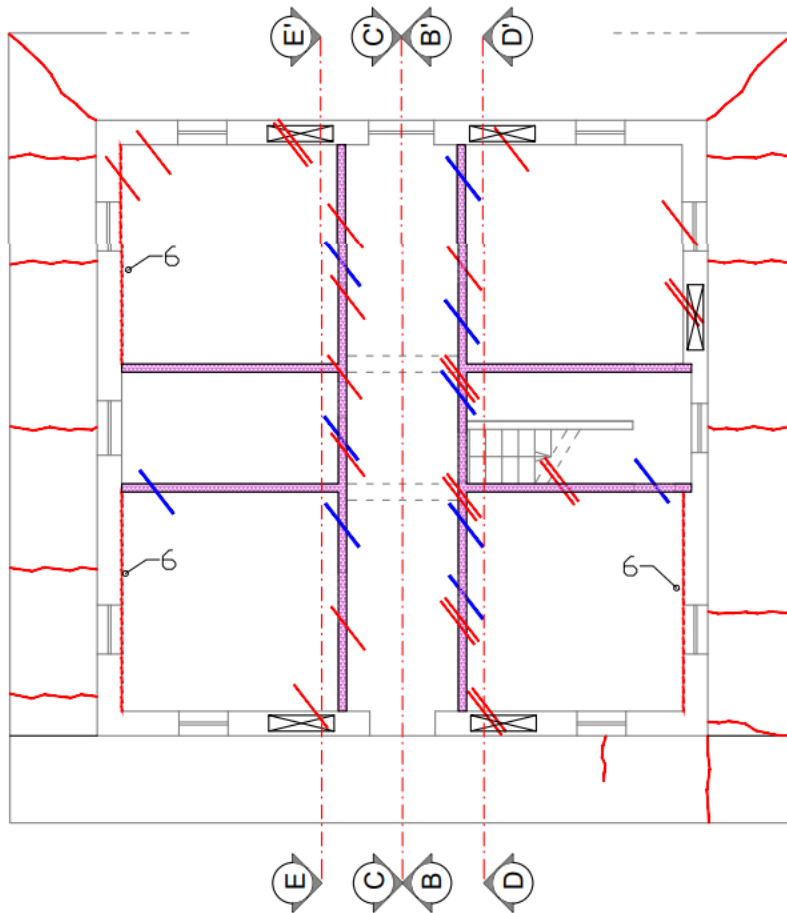


Figura 2.16: Quadro fessurativo pianta piano terra.

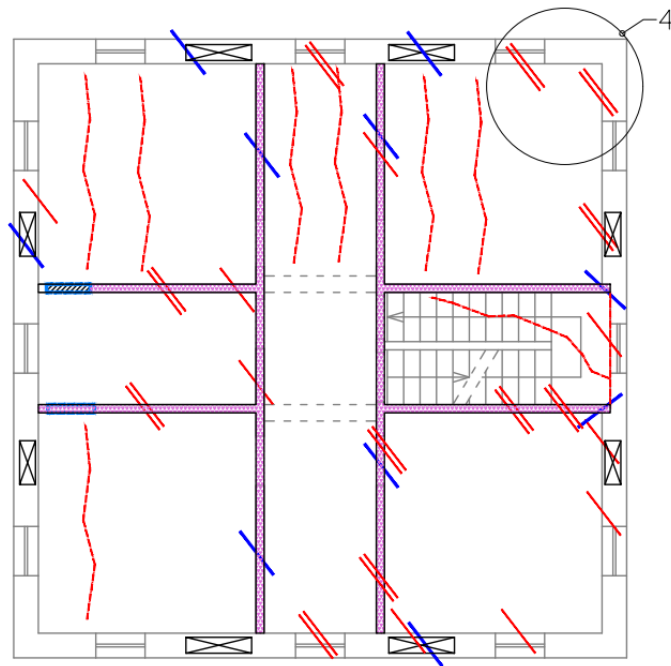


Figura 2.17: Quadro fessurativo pianta piano primo.

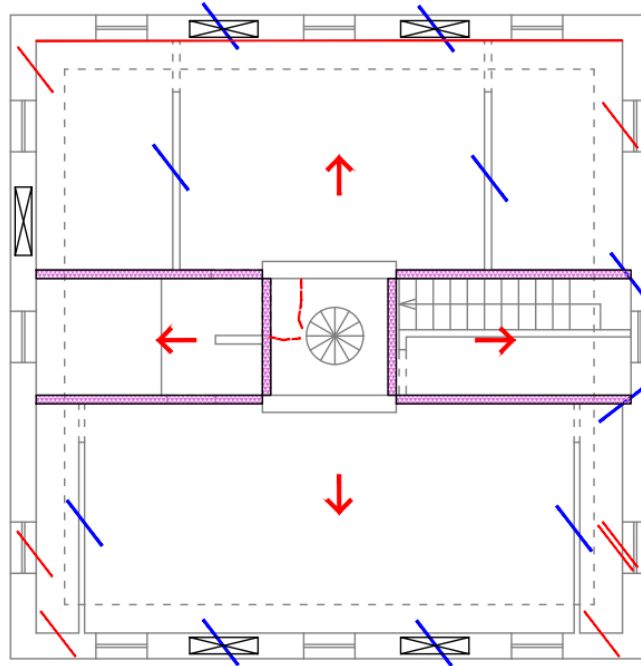


Figura 2.18: Quadro fessurativo pianta sottotetto.

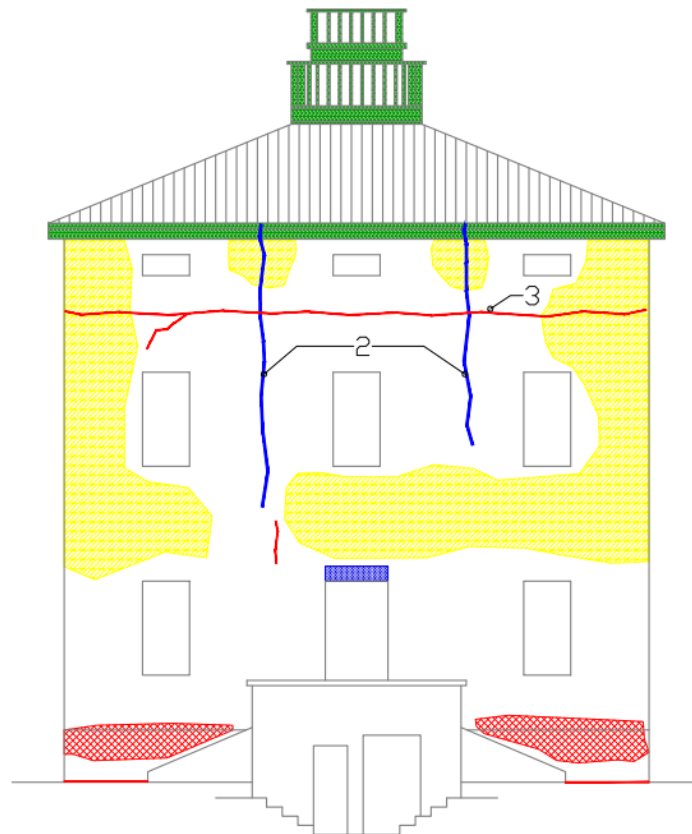


Figura 2.19: Quadro fessurativo prospetto Nord.

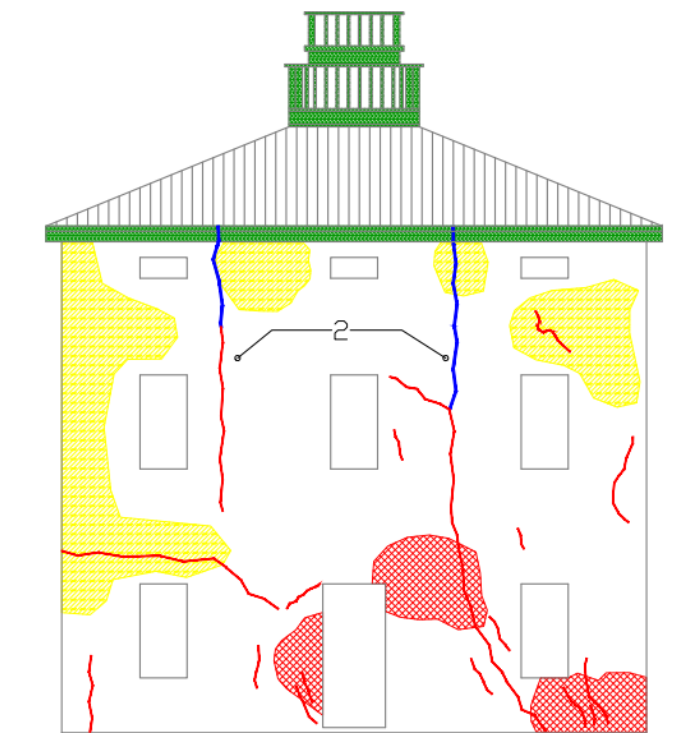


Figura 2.20: Quadro fessurativo prospetto Sud.

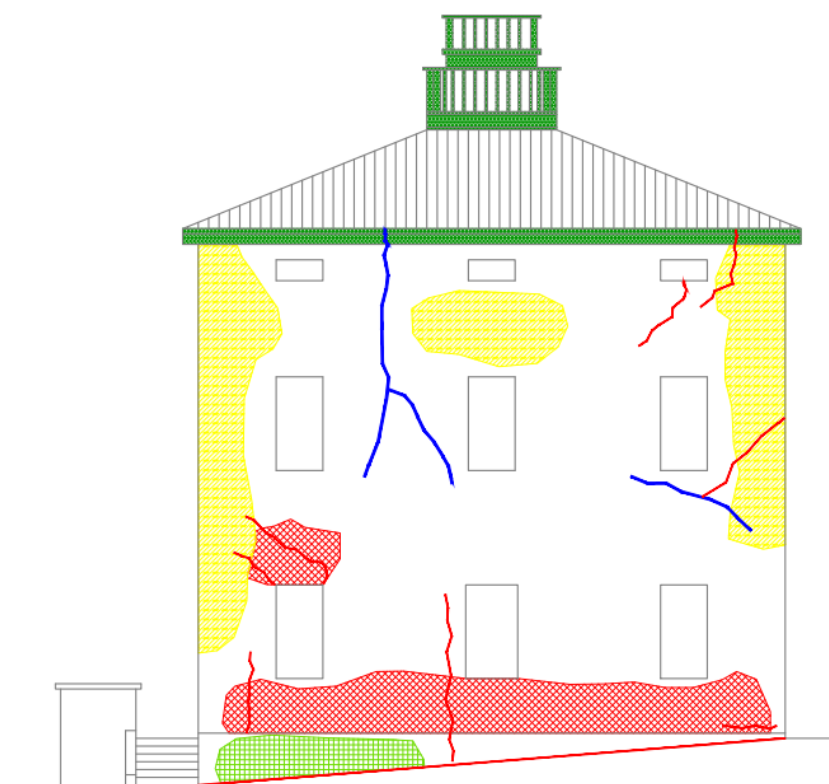


Figura 2.21: Quadro fessurativo prospetto Ovest.



Figura 2.22: Quadro fessurativo prospetto Est.

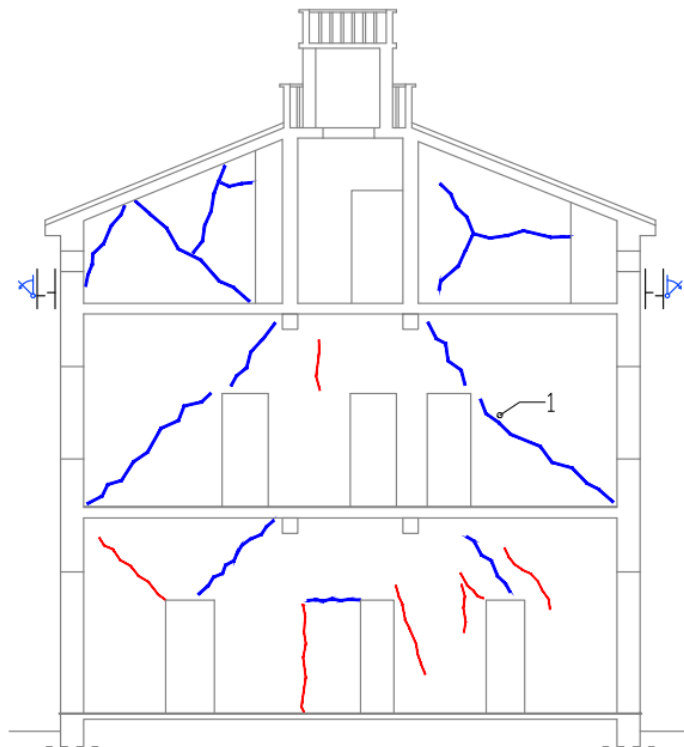


Figura 2.23: Quadro fessurativo sezione B-B'.

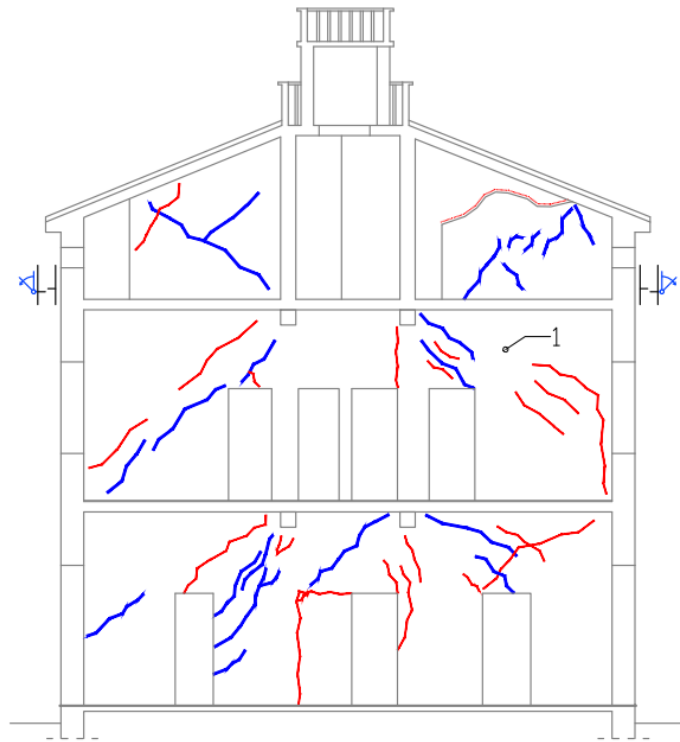


Figura 2.24: Quadro fessurativo sezione C-C'.

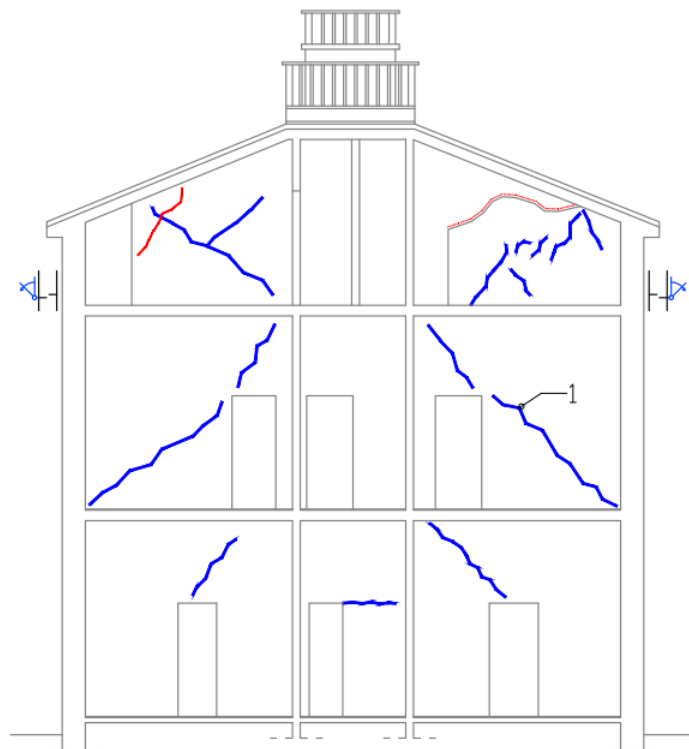


Figura 2.25: Quadro fessurativo sezione E-E'.

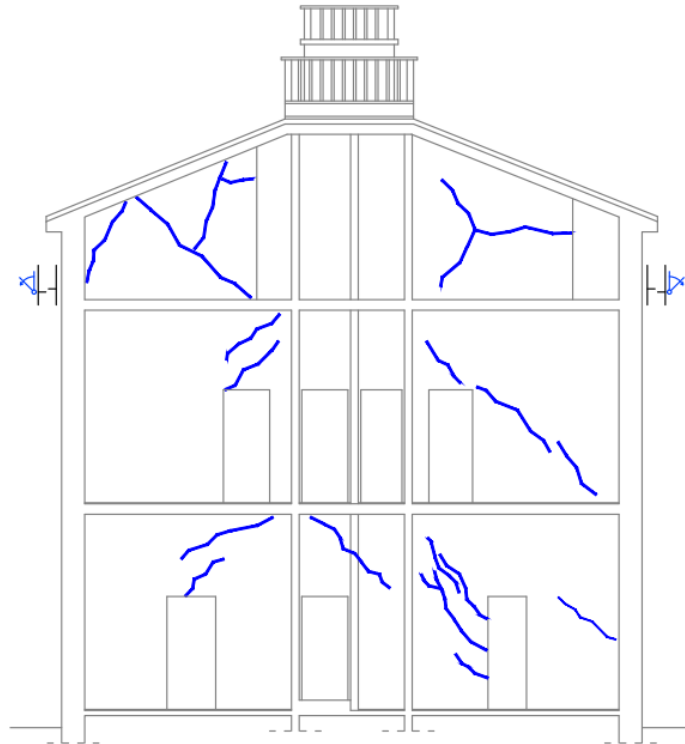


Figura 2.26: Quadro fessurativo sezione D-D'.

Di seguito sono elencati i principali meccanismi di danno e le criticità individuate:

1. **Cedimento in fondazione:** nelle viste di sezione sono visibili lesioni a taglio passanti che interessano i muretti interni. Queste sono inclinate di circa 45° e orientate in un'unica direzione: come precedentemente descritto, è probabilmente una conseguenza di un cedimento fondale nella parte centrale della struttura, verso la quale si indirizzano gli sforzi di trazione.
2. **Flessione orizzontale dei muri perimetrali:** nei prospetti Nord e Sud sono visibili delle lesioni verticali passanti, in corrispondenza dei muretti interni. Tali lesioni possono essere provocate dal martellamento degli stessi durante il sisma, che può quindi innescare un meccanismo di flessione orizzontale.
3. **Ribaltamento semplice con cerniera sul sottotetto - prospetti Nord e Sud:** nel quadro fessurativo del prospetto Nord si nota la presenza di una lesione non passante orizzontale in prossimità del solaio del sottotetto. Come descritto nel rilievo geometrico, inoltre, le pareti Nord e Sud presentano un fuori piombo non trascurabile nella parte alta. Alla luce di ciò si identifica un meccanismo di ribaltamento semplice della parte superiore delle due facciate, con cerniera in prossimità del solaio del piano sottotetto. La causa è probabilmente da ricondurre alla natura spingente della copertura e all'assenza di elementi in grado di contrastarne la componente orizzontale, quali tiranti e cordoli.

4. **Espulsione dell'angolata:** dal quadro fessurativo della pianta del piano sottotetto notiamo delle lesioni in prossimità dei 4 angoli, probabilmente segno premonitore di una possibile espulsione del cantonale dovuta alla spinta orizzontale dei puntoni e alla mancanza di un'efficace cordolatura perimetrale.
5. **Ribaltamento semplice o composto dei prospetti con cerniera alla base:** sebbene non siano presenti fessure che facciano pensare alla presenza di un meccanismo di ribaltamento in atto, la presenza di una copertura spingente e la mancanza di un'adeguata connessione tra muri perimetrali paralleli suggerisce comunque di valutare il ribaltamento semplice o composto dei quattro prospetti, con cerniera al piano primo o al piano terra.
6. **Scarso ammorsamento tra solaio e prospetti** La presenza di lesioni passanti sul soffitto del piano terra è probabilmente dovuto ad un insufficiente collegamento tra il solaio, nella direzione parallela all'orditura, e la muratura perimetrale.
7. **Lesioni sul soffitto del piano primo** Nella pianta del piano primo sono presenti proiezioni di lesioni sul soffitto, in direzione parallela all'orditura del solaio, dovuta al sisma e alla variazione momentanea della distanza relativa tra i profili IPN che ne costituiscono l'orditura. Questo è un ulteriore elemento che ci suggerisce la totale assenza di un elemento di ripartizione dei carichi, ovvero di una soletta collaborante.

2.2 Caratterizzazione delle proprietà meccaniche della muratura

Nel caso studio, come scritto in precedenza, non sono ancora state effettuate prove diagnostiche, quindi ci si limita ad una stima delle proprietà meccaniche della muratura. A tal proposito si seguono le indicazioni riguardanti gli interventi sull'esistente presenti nel Capitolo 8 delle NTC2018 e della Circolare, confrontando poi i risultati con quelli ricavati mediante l'Indice di Qualità Muraria.



Figura 2.27: Dettagli della muratura perimetrale.

I muri perimetrali sono costituiti da mattoni gialli pieni, disposti a tre teste per uno spessore totale di 45cm che si mantiene costante per tutta l'elevazione. I muretti interni sono invece costituiti da muratura ad una testa della medesima tipologia di blocco, per uno spessore di 12cm. Nel caso in analisi sono soddisfatte le indicazioni della Circolare trattate in precedenza per l'utilizzo dei valori della tabella C8.5.I. Si ricavano quindi i valori stimati delle resistenze e dei moduli elastici.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 2.28: Tab. C8.5.I della Circolare Applicativa.

Siamo nel caso di muratura in mattoni pieni e malta di calce e non sono presenti giunti di malta di spessore superiore ai 13mm , pertanto non si applicano coefficienti riduttivi. Vista la presenza di un elevato numero di diatoni visibili sul paramento esterno, è possibile sopporre un buon ammorsamento tra i tre paramenti murari ed utilizzare il corrispondente coefficiente amplificativo dalla tabella C.8.5.II, da applicare esclusivamente alle resistenze f, τ_0 e f_{v0} .

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei quadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

Figura 2.29: Tab. C8.5.II della Circolare Applicativa.

L'assenza di prove diagnostiche ci porta ad un *Livello di Conoscenza 1*, ovvero quello più basso previsto da normativa che comporta l'adozione di un Fattore di Confidenza pari a 1,35 per mantenere un adeguato margine di sicurezza. Tale coefficiente verrà utilizzato successivamente in sede di calcolo.

Inoltre, sulla base del LC, si devono adottare i valori minimi per le resistenze e i valori medi dei moduli elastici. Nella tabella sottostante sono riportati i valori ottenuti tenendo conto nella seconda riga del coefficiente migliorativo dovuto alla diffusa presenza di diatoni.

$f [N/mm^2]$	$\tau_0 [N/mm^2]$	$f_{v0} [N/mm^2]$	$E [N/mm^2]$	$G [N/mm^2]$	$W [KN/m^2]$
2,6	0,05	0,13	1500	500	18
3,38	0,065	0,169	1500	500	18

Tabella 2.1: Valori di calcolo delle proprietà meccaniche della muratura in analisi.

Sebbene la malta impegnata nella muratura sia in buono stato, non si utilizza il relativo coefficiente migliorativo poiché tale assunzione può essere fatta solo a seguito di prove meccaniche sui materiali. Il relativo coefficiente sarebbe stato $f_m^{0.35}$.

Si procede poi alla valutazione della muratura secondo le indicazioni dell'Indice di Qualità Muraria, assegnando una valutazione per ciascun criterio di giudizio:²


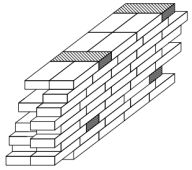


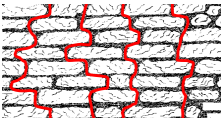
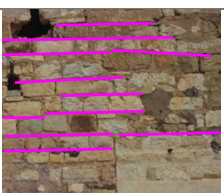

PARAMETRO	GIUDIZIO	DESCRIZIONE	FOTO ESEMPIO
Qualità della malta – efficace contatto fra elementi/zeppe(MA.)	R	<i>Malta in buono stato e ben conservata, con giunti di dimensione non eccessiva rispetto alle pietre o ai mattoni oppure con giunti ampi ma di malta di ottima qualità.</i>	
Presenza di diatoni / ingrana-mento trasversale (P.D.)	PR	<i>Paramento ben tessuto ed ordinato al- meno su una faccia; alcune pietre sono disposte di testa; spessore del muro non eccessivo rispetto alle dimensioni delle pietre. (orientativamente: pietre di lun- ghezza max 2/3 dello spessore della pa- rete).</i>	
Forma degli elementi resistenti (F.EL.)	R	<i>Prevalenza di elementi di forma squa- drata o sbozzata oppure mattoni o la- terizi di forma parallelepipedica su en- trambe le facce della parete.</i>	
Dimensione degli elementi re- sistenti (D.E.L.)	PR	<i>Prevalenza di elementi con la loro di- mensione maggiore fra 20 e 40cm. Compresenza di elementi di dimensio- ne variabile.</i>	
Sfalzamento fra i giunti verti- cali / ingrana-mento nel piano (S.G.)	PR	<i>Prevalenza di giunti verticali in posizio- ne intermedia tra zona centrale dell'e- lemento inferiore e il suo bordo. Per parete a doppio paramento entrambi i paramento con LMT fra 140 e 160cm.</i>	
Presenza di filari orizzontali (OR.)	R	<i>Filari orizzontali su gran parte della parete, senza presentare interruzioni di continuità per tratti lunghi circa 100cm e su entrambe le facce della parete.</i>	
Qualità degli elementi resisten- ti (RE.EL.)	R	<i>Mattoni pieni cotti.</i>	

Tabella 2.2: Valutazione del rispetto dei parametri della "regola dell'arte".

²Le immagini nella tabella sottostante sono tratte da ANTONIO BORRI, ALESSANDRO DE MARIA, *Manuale per la valutazione dell'Indice di Qualità Muraria*

Mediante un tool, sulla base dei dati nella tabella sovrastante, otteniamo i parametri meccanici, i valori degli indici IQM e le categorie di appartenenza della muratura.

Risultati

Azioni Verticali : A (9)

Azioni Fuori Piano : A (7.5)

Azioni Nel Piano : A (7.5)

Parametri Meccanici (in MPa)

Visualizza riferimenti normativi parametri meccanici

Nome	Min	Med	Max
f_m	6.07	7.50	8.94
f_{v0}	0.188	0.266	0.342
τ_0	0.080	0.113	0.141
E	2458	2954	3447
G	620	746	872

Figura 2.30: Risultati della valutazione con IQM.

Alla categoria A la guida IQM associa una descrizione del comportamento meccanico.

- **Per azioni verticali:** *una muratura dai categoria A difficilmente subisce lesioni e può essere considerata di buona qualità.*
- **Per azioni orizzontali nel piano:** *una muratura di categoria A ha basse probabilità di lesionarsi; essa può definirsi come una muratura di buona qualità.*
- **Per azioni orizzontali fuori piano:** *una muratura di categoria A è in grado di mantenere un comportamento monolitico. Essa ha una probabilità molto bassa di lesionarsi o di collassare per azioni fuori piano se le pareti sono ben collegate fra loro e ai solai; la muratura di categoria A è da ritenersi di buona qualità. Le verifiche per meccanismi di collasso possono essere svolte ipotizzando un comportamento monolitico delle pareti.*

Si evidenzia subito una differenza non trascurabile tra i parametri di calcolo forniti dalle NTC, a favore di sicurezza, e quelli ricavati applicando l'IQM. In particolare, il valore della resistenza a compressione f_m raddoppia così come sono notevolmente maggiori i moduli elastici normale E e tangenziale G .

Per avere un quadro più chiaro di quale dei due risultati sia il più attendibile si confrontano i

valori con quelli forniti dalla normativa per una muratura nuova, seguendo quindi il §11.10.3 ed ipotizzando di usare un mattone pieno *UNI 12.6.25* con $f_m = 18\text{Mpa}$ (dichiarata dal produttore) e una malta a prestazione garantita *M15*. Calcoliamo preliminarmente la resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei carichi verticali seguendo le indicazioni della normativa, ovvero moltiplicando quella media per un coefficiente riduttivo pari a 0.8 ed ottenendo un valore $f_{bk} = 14\text{Mpa}$.

11.10.3.1.2 Stima della resistenza a compressione

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k può essere dedotto dalla resistenza caratteristica a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tab. 11.10.VI. Ai fini dell'uso di tale tabella, nel caso la resistenza a compressione degli elementi sia dichiarata mediante il suo valore medio f_{bm} , in assenza di una determinazione sperimentale diretta, la resistenza caratteristica dell'elemento f_{bk} può essere stimata mediante la relazione $f_{bk} = 0,8 f_{bm}$. La validità della tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tab. 11.10.VI - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

Figura 2.31: Tab. 11.10.VI.

Per interpolazione lineare, si ottiene un valore di resistenza caratteristica della muratura $f_{bk} = 7,8\text{Mpa}$. Seguendo il §11.10.3.2.2 si ottiene una resistenza a taglio $f_{vk0} = 0,3\text{Mpa}$.

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm^2)

Elementi per muratura	f_{vk0} (N/mm^2)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,30*
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,20**
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20	0,20	0,20**
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	

* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 5,0 \text{ N/mm}^2$

** valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 3,0 \text{ N/mm}^2$

Figura 2.32: Tab. 11.10.VIII.

Seguendo infine il §11.10.3.4 si ricavano i moduli di elasticità E e G , ottenendo quindi:

PARAMETRO	FONTE	VALORE
f_k	Tab. 11.10.VI	7,8 [N/mm ²]
f_{vk0}	Tab. 11.10.VIII	0,3 [N/mm ²]
E	$E = 1000f_k$	7800 [N/mm ²]
G	$G = 0,4 * E$	3120 [N/mm ²]

Tabella 2.3: Parametri meccanici secondo NTC di una muratura nuova simile a quella in analisi.

Si osserva come questi siano certamente più prossimi a quelli ricavati utilizzando l'IQM piuttosto che a quelli stimati seguendo il Capitolo 8 delle NTC, ad esclusione dei moduli elastici E e G . Secondo tale valutazione, quindi, le proprietà meccaniche della muratura in esame non si discosterebbero eccessivamente dal nuovo.

Questa osservazione, sebbene non possa modificare i valori forniti dalla norma che saranno utilizzati per il calcolo, è un'ulteriore conferma che i dati stimati dalla normativa non sovrastimano la reale qualità della muratura e garantiscono un buon margine di sicurezza.

2.3 Definizione dei parametri di progetto

2.3.1 Azione sismica

Il passo successivo consiste nella definizione dei parametri di progetto, seguendo le prescrizioni del Capitolo 3 delle NTC. Si determina la vita nominale di progetto V_N , definita dalla norma come *il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali*. I valori minimi di V_N sono definiti dalla tabella sottostante: nel caso in questione si ha $V_N = 50$ anni.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 2.33: Tab. 2.4.I - Valori minimi della vita nominale di progetto.

Un altro parametro da determinare al fine di una corretta valutazione dell'azione sismica, è la Classe d'uso dell'edificio, definita in base alle conseguenze associate ad una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dell'edificio.

Il caso in analisi, trattandosi di una civile abitazione, ricade nella Classe d'uso II.

Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Ad ogni classe d'uso è associato un coefficiente d'uso C_u , in base al quale si calcola il periodo di riferimento per l'azione sismica V_R secondo l'equazione 2.4.1:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

I coefficienti d'uso sono definiti dalla tabella sottostante

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 2.34: Tab. 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso.

Il periodo di riferimento dell'abitazione è quindi

$$V_R = 50\text{anni} \cdot 1 = 50\text{anni} \quad (2.2)$$

Sulla base di V_R si passa ora al definire l'azione sismica di progetto, riferita al §3.2 delle NTC. Il dato di partenza è la pericolosità sismica di base, ovvero l'accelerazione orizzontale massima attesa a_g fornita dall'*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*. Questa è calcolata assumendo un sito di riferimento rigido, una superficie topografica orizzontale e l'assenza di manufatti limitrofi.

Si arriva poi a definire una forma spettrale per ogni probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo V_R a partire dai parametri:

- \mathbf{a}_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- \mathbf{F}_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- \mathbf{T}_C^* : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso in analisi ci si riferisce allo *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.*

Si associa poi a ciascuno stato limite una probabilità di superamento o di eccedenza mediante la Tab. 3.2.I.

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 2.35: Tab. 3.2.I. - Probabilità di superamento in funzione dello stato limite considerato.

Si ricava, per lo SLV e probabilità di eccedenza del 10%, il corrispondente periodo di ritorno T_R :

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = 475\text{anni} \quad (2.3)$$

Le caratteristiche stratigrafiche e topografiche del volume di terreno in cui si trova l'opera vanno a modificare l'ampiezza, la durata e la frequenza delle onde sismiche.

Di questo si tiene conto utilizzando dei rispettivi coefficienti: si utilizza la classificazione del sottosuolo data dall'approccio semplificato della norma, che associa a ciascuna categoria di sottosuolo una velocità stimata di propagazione delle onde di taglio V_S .

Nel caso in analisi, si ha una $V_{S,eq} = 270 \div 280 \text{ m/s}$ fornita dalla relazione geologica, alla quale corrisponde un terreno di categoria C.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 2.36: Tab.3.2.II - Categorie di sottosuolo dell'approccio semplificato.

L'edificio si trova in cima ad una piccola altura con pendenze non molto elevate, cosa che lo fa ricadere nella categoria topografica T2.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 2.37: Tab.3.2.III - Categorie topografiche.

Si utilizza ora il tool *Excel* del *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* al fine di ricavare lo spettro elastico in accelerazione, inserendo in *input* dati precedentemente trattati.



Figura 2.38: Fase 1: dati geografici.



Figura 2.39: Fase 2: vita nominale e coefficienti d'uso.

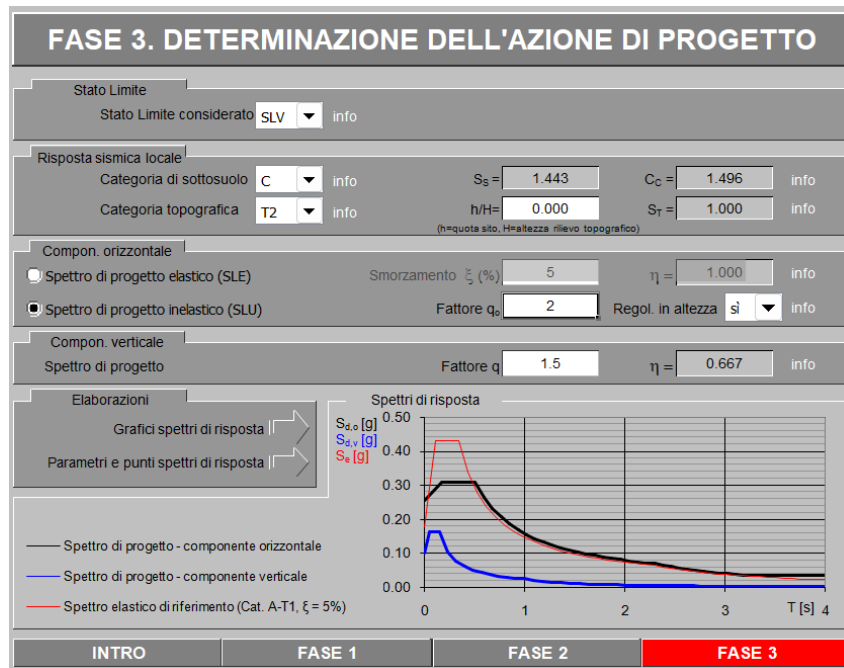


Figura 2.40: Fase 3: azione di progetto e spettri di risposta elastici orizzontale, verticale e di riferimento.

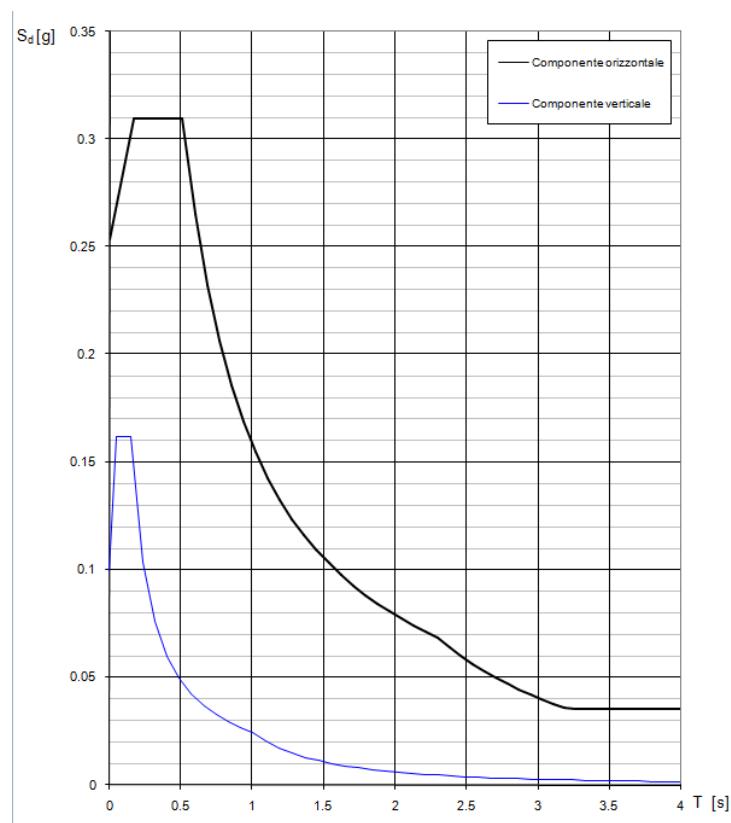


Figura 2.41: Spettri di risposta orizzontale e verticale per lo SLV.

Si ottengono infine i seguenti parametri:

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,176g
F_0	2,438
T_C^*	0,342 s
S_S	1,443
C_c	1,496
S_T	1,000
q	2,000

Tabella 2.4: Parametri indipendenti.

Individuati gli spettri di risposta specifici per il nostro progetto, si calcolerà il periodo proprio di oscillazione dell'edificio, in funzione di altezza, geometria, tipologia e disposizione degli elementi strutturali. Non avendo a disposizione analisi approfondite del comportamento sismico della struttura, per un'analisi lineare statica si utilizza l'approccio semplificato della *NTC2008* come suggerito dal C7.3.3.2 della Circolare Applicativa del 2019.

L'espressione fornisce una stima del periodo di oscillazione sulla base dell'altezza dell'edificio e della tecnologia costruttiva della struttura, con un coefficiente pari a 0,050 per la muratura.

$$T = C \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,050 \cdot (11,60m)^{0,75} = \mathbf{0,314s} \quad (2.4)$$

Il periodo di oscillazione ottenuto ci porta ad avere il valore massimo dello spettro elastico, corrispondente a 0,43g (considerando quello di riferimento).

2.3.2 Carico da neve

Si valuta il carico provocato dalla neve sul solaio di copertura seguendo l'espressione del §3.4.1:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad (2.5)$$

- Dove:

q_{sk} : carico della neve al suolo. L'edificio si trova in *ZONA II - Ascoli Piceno* ad un'altitudine superiore a 200msml, al quale corrisponde un carico della neve al suolo di:

$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] kN/m^2 = 0,85 \left[1 + \left(\frac{285}{481} \right)^2 \right] kN/m^2 = 1,15 kN/m^2 \quad (2.6)$$

- μ_i , coefficiente di forma delle coperture. Nel caso specifico $\alpha = 22$, al quale corrisponde un coefficiente 0,8:

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Figura 2.42: Tab.3.4.II - Valori del coefficiente di forma.

- C_E : coefficiente di esposizione, posto a favore di sicurezza pari a 1, nonostante la struttura non abbia costruzioni o alberi alti nelle vicinanze:

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 2.43: Tab. 3.4.I: Valori C_E per diverse classi di esposizione.

- C_t : coefficiente termico, posto come da indicazioni delle *NTC* pari a 1.

Combinando i vari coefficienti, si ottiene un carico da neve sulla copertura di

$$q_s = 1,15 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 0,9 \text{ kN/m}^2 \quad (2.7)$$

2.3.3 Azione del vento

L'azione dinamica del vento può essere associata, data la regolarità, il peso e l'altezza limitata dell'edificio ad un'azione statica equivalente.

In una costruzione in calcestruzzo o muratura l'azione del vento è solitamente trascurabile ai fini delle verifiche strutturali, poiché notevolmente minore delle forze orizzontali dell'azione sismica di progetto. A scopo didattico, si procede ugualmente con il calcolo dell'azione di progetto. La velocità base di riferimento v_b è definita dalla [3.3.1]:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad (2.8)$$

dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, data dalla Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione
- c_a è il coefficiente di altitudine posto $c_a = 1$, per $a_s \leq a_0$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 2.44: Tab.3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s .

Si ha quindi una velocità base di riferimento pari a

$$v_b = 27m/s \cdot 1 = 27m/s \quad (2.9)$$

dalla quale si arriva ad una velocità di riferimento che tiene conto del periodo di ritorno T_R del progetto. Ad un $T_R = 50anni$ corrisponde un $c_r = 1$

$$v_r = v_b \cdot c_r = 27m/s \cdot 1 = 27m/s \quad (2.10)$$

Si procede quindi con il calcolo della pressione del vento. In particolare, essendo un edificio di piccole dimensioni, si trascureranno le azioni tangenti. La pressione del vento è data dalla relazione [3.3.4] delle NTC:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (2.11)$$

Dove:

- q_r : pressione cinetica di riferimento, calcolata a partire dalla velocità di riferimento precedentemente calcolata e dalla densità dell'aria $\rho = 1,25kg/m^3$.

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} * 1,25kg/m^3 * (27m/s)^2 = 455,626N/m^2 \quad (2.12)$$

- c_e : coefficiente di esposizione, che varia in base all'altezza dal suolo, alla topografia ed alla categoria di esposizione del sito. Quest'ultima si ricava tenendo conto dell'altitudine, della distanza dalla costa e della classe di rugosità del terreno determinata in base alla tabella sottostante.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Figura 2.45: Tab.3.3.III: Classi di rugosità del terreno.

Essendo in aperta campagna, il sito ha una classe di rugosità D alla quale si associa, sulla base dell'altitudine e della distanza dalla costa, una categoria di esposizione II.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Figura 2.46: Categorie di esposizione.

Sulla base dei precedenti risultati, la Tab. 3.3.II fornisce i parametri per la definizione del coefficiente di esposizione, calcolabile con la relazione successiva:

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 2.47: Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{min} \quad (2.13)$$

Si ottiene, ponendo convenzionalmente $c_t = 1$

$$c_e(z) = 0,19^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{11,3}{0,05}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{11,3}{0,05}\right)\right] = 2,43 \quad (2.14)$$

- c_p : il coefficiente di pressione varia in base alla geometria e forma dell'edificio nonché dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

In maniera semplificata, si utilizzano i valori dei coefficienti forniti dal C3.3.8 della Circolare. In particolare, ci si limiterà ai coefficienti globali c_{pe} per ottenere le risultanti delle azioni indotte sugli elementi portanti della copertura. Si considereranno due casi: uno con il vento parallelo alla linea di colmo e uno con il vento perpendicolare considerando, nel secondo caso, sia la faccia sopravvento ($\alpha > 0$) che sottovento ($\alpha < 0$).

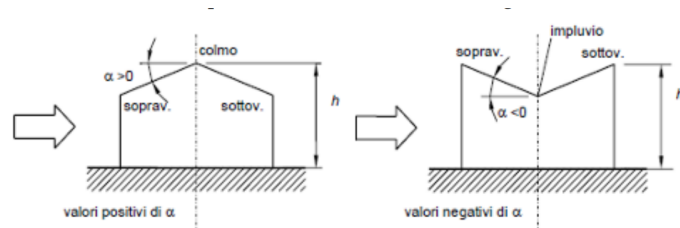


Figura 2.48: Fig. C3.3.11 - Schema di riferimento per coperture a falda doppia.

$-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,85 + (\alpha+60)/180$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe} = -0,6$
$15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,6 + (\alpha-15)/100$
$45^\circ \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,3$

Figura 2.49: Fig. C3.3.IX - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento parallelo al colmo.

Dalla tabella sovrastante quindi, considerando il vento in direzione parallela al colmo e assumendo $\alpha = 22$, si ha:

$$c_{pe} = -0,6 + \frac{(\alpha - 15)}{100} = -0,53 \quad (2.15)$$

Si considera ora il vento in direzione perpendicolare al colmo, si calcola il c_{pe} relativo alla falda sottovento seguendo la figura 109, mentre quello relativo alla falda sopravvento mediante la figura 110.

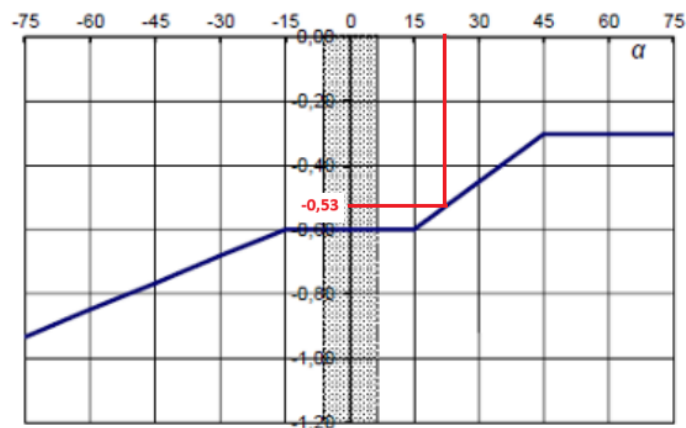


Figura 2.50: Fig.3.3.12 - Coefficiente di pressione per coperture a doppia falda: falda sottovento con direzione perpendicolare al colmo.

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^\circ$	$c_{pe} = -0,5$	$0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = +\alpha/75$
$-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha+60)/90$	$45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$	$c_{pe} = +0,6 + (\alpha-45)/150$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha+15)/75$		
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha-30)/37,5$		

Figura 2.51: Tab.3.3.V - Coefficiente di pressione per coperture a semplice falda: falda sopravento con direzione perpendicolare al colmo.

Dalla Figura C.3.3.12 si ottiene $c_{pe} = 0,53$ relativo alla falda sottovento, mentre dalla Tab C3.3.V quello relativo alla falda sopravento

$$c_{pe} = \frac{\alpha}{0,75} = \frac{22}{0,75} = 0,293 \quad (2.16)$$

Nel caso in questione si trascurano i valori negativi dovuti alla depressione del vento, poiché sarebbero un carico favorevole ma variabile che non può quindi essere considerato.

- Il coefficiente dinamico c_d è un coefficiente che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.
Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente come quella in analisi.

Si procede infine al calcolo della pressione del vento

$$\mathbf{p} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 455,626 \text{ N/m}^2 \cdot 2,43 \cdot 0,293 \cdot 1 = \mathbf{324,400 \text{ N/m}^2} \quad (2.17)$$

2.3.4 Analisi dei carichi

Si procede ora con l'analisi dei carichi dello stato di fatto dei diversi elementi edilizi che compongono l'edificio.

I pesi specifici utilizzati per i diversi materiali sono presi dalla Tab. 3.1.I delle NTC o da altre fonti di comprovata affidabilità.

Solaio piano primo

ANALISI DEI CARICHI: SOLAIO PIANO PRIMO			
Peso proprio elementi strutturali G1	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/ m ²]
Riempimento in cls	0.12	25.00	3.00
Travi IPN 160 (UNI5679)			0.24
Tavelloni in laterizio 70x25x6			0.35
Copriferro in laterizio per putrelle			0.11
Totale			3.70
Peso proprio elementi non strutturali G2	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m ³]	Peso per unità di superficie [kN/ m ²]
Pavimentazione in cotto	0.02	18.00	0.27
Intonaco di calce all'intradosso	0.02	18.00	0.36
Tramezzature interne			1.20
Totale			1.83
Carichi variabili			Peso per unità di superficie [kN/ m ²]
Ambiente ad uso residenziale			2
TOTALE			7.53

Figura 2.52: Analisi dei carichi solaio piano primo.

- Per la valutazione del peso del copriferro in laterizio si fa riferimento ad una sezione in laterizio di 45cm^2 , valutata in base alla scheda tecnica di un prodotto in commercio. Sulla base dell'interasse di 72cm ($1,39\text{profili}/\text{m}$) e della sezione si ottiene il valore del corrispondente carico distribuito. $Q = 0,0045\text{m}^2 \cdot 18\text{kN}/\text{m}^3 \cdot 1,39\text{profili}/\text{m} = 0,11\text{kN}/\text{m}^2$
- Per i profili in acciaio dei due solai si fa riferimento a delle *IPN160*. Sulla base dell'interasse di 72cm ($1,39\text{profili}/\text{m}$) e della massa lineare di $17,9\text{Kg}/\text{m}$, si ottiene il valore del corrispondente carico distribuito. $Q = 17,9\text{Kg}/\text{m}^2 \cdot 9,81\text{m}/\text{s}^2 \cdot 1,39\text{profili}/\text{m} = 0,244\text{kN}/\text{m}^2$
- Gli elementi divisorii interni non sono valutati come carico uniformemente distribuito in relazione al §3.1.3.1, in quanto elementi murari cielo terra che costituiscono un punto d'appoggio per il solaio. Saranno quindi considerati partecipanti nella risposta dell'edificio al sisma e modellati nel programma strutturale. Essendo una civile abitazione, però, si prevede la possibilità di inserire delle nuove tramezzature in occasione di futuri interventi, considerandole come dei carichi uniformemente distribuiti. Si ipotizza la realizzazione di tramezzature leggere, costituite da forati da 8cm con un doppio strato di intonaco da $1,5\text{cm}$.
 $Q = (61\text{Kg}/\text{m}^2 \cdot 3,75\text{m} + 0,03 \cdot 18\text{kN}/\text{m}^3 \cdot 3,75\text{m}) \cdot 9,81\text{m}/\text{s}^2 = 2,26\text{kN}/\text{m}$
 Siamo quindi nel terzo caso della Tab. §3.1.3.1 e consideriamo quindi un carico uniformemente distribuito di $1,20\text{kN}/\text{m}^2$.

Solaio piano sottotetto

ANALISI DEI CARICHI: SOLAIO PIANO SOTTOTETTO			
Peso proprio elementi strutturali G1	Spessore [m]	Peso specifico [KN/m3]	Peso per unità di superficie [KN/ m2]
Riempimento in cls	0.11	25.00	2.75
Travi LPN 140 (UNI5679)			0.24
Tavelloni in laterizio 70x25x6			0.35
Copriferro in laterizio per putrelle			0.11
Totale			3.45
Peso proprio elementi non strutturali G2	Spessore [m]	Peso specifico [KN/m3]	Peso per unità di superficie [KN/ m2]
Intonaco di calce all'intradosso	0.01	18.00	0.18
Tramezzature interne			1.20
Totale			1.38
Carichi variabili			Peso per unità di superficie [KN/ m2]
Ambiente ad uso residenziale			2
TOTALE			6.83

Figura 2.53: Analisi dei carichi solaio piano sottotetto.

- In questo caso, invece, non sono presenti tramezzi ma si prevede comunque la possibilità di inserire tramezzature leggere. Si assume, come nel caso precedente, un carico distribuito di $1,20\text{kN}/\text{m}^2$

Solaio copertura

ANALISI DEI CARICHI: COPERTURA			
Peso proprio elementi strutturali G1	Spessore [m]	Peso specifico [KN/m3]	Peso per unità di superficie [KN/m^2]
Orditura secondaria			0.12
Travetti sez 4x8			0.04
Tavelloni in laterizio 40x25x3			0.26
Totale			0.83
Peso proprio elementi non strutturali G2	Spessore [m]	Peso specifico [KN/m3]	Peso per unità di superficie [KN/m^2]
Manto di copertura in tegole			0.41
Carichi variabili			Peso per unità di superficie [KN/ m^2]
Ambiente ad uso residenziale			0.50
Neve			0.90
TOTALE			2.65

Figura 2.54: Analisi dei carichi solaio di copertura.

- Consideriamo il solaio di copertura composto da terzere, morali, tavelle e manto di copertura gravante sui 6 puntoni che sono quindi esclusi dall'analisi del carico e che saranno modellati come elementi discreti nel software. Il carico distribuito delle terzere e morali con interasse costante viene calcolato come nel caso precedente, facendo riferimento al peso specifico delle conifere di $5\text{kN}/\text{m}^3$.

Torrino

ANALISI DEI CARICHI: TORRINO	
Elemento	Peso [kN] (vedi calcolo)
Soletta superiore in cls	9.02
Soletta inferiore in cls	23.35
Balastra inferiore	32.52
Balastra superiore	18.50
Muretto	21.92
TOTALE	105.31

Figura 2.55: Analisi dei carichi del torrino.

Per il torrino si procede alla stima dei carichi per ogni elemento che lo costituisce, valutazione materiale e geometria. Non si calcola quindi un carico distribuito.

- SOLETTA INFERIORE IN CLS
 $2,35m \cdot 2,65m \cdot 0,15m \cdot 25kN/m^3 = 23,35kN$
- SOLETTA SUPERIORE IN CLS
 $1,90m \cdot 1,90m \cdot 0,10m \cdot 25kN/m^3 = 9,02kN$
- BALAUSTRATA INFERIORE IN CLS - $h = 100cm$
 base inferiore: $0,20m \cdot 0,10m \cdot (2,65 \cdot 2 + 2,35 \cdot 2)m \cdot 25kN/m^3 = 5kN$
 corrimano $0,20m \cdot 0,15m \cdot (2,65 \cdot 2 + 2,35 \cdot 2)m \cdot 25kN/m^3 = 7,5kN$
 colonne laterali - 4pz: $0,40m \cdot 0,40m \cdot 1m \cdot 4 \cdot 25kN/m^3 = 16kN$
 colonnine (stima 10 per lato, approssimate a cilindri di altezza 80cm e diametro 8cm): $40 \cdot \Pi \cdot 0,04m^2 \cdot 0,8m \cdot 25kN/m^3 = 4,02kN$
TOT = 32,5kN
- BALAUSTRATA SUPERIORE - $h = 50cm$
 Si considera un parallelepipedo di sezione $0,4 \times 0,2m$:
 $1,75m \cdot 4 \cdot 0,4m \cdot 0,2m \cdot 25kN/m^3 = 14kN$
 colonne laterali-4pz: $0,30m \cdot 0,30m \cdot 0,5m \cdot 4 \cdot 25kN/m^3 = 4,5kN$
TOT = 18,5kN
- MURETTO mattone pieno, $h = 145cm$
 $1,75m \cdot 4 \cdot 0,12m \cdot 1,45m \cdot 18kN/m^3 = 21,92kN$

Corpo scala

ANALISI DEI CARICHI: CORPO SCALA	
Soletta rampante	Peso [kN/m²]
G1: soletta in cls	4.41
G2: pavimentazione in granito	0.39
Q: destinazione d'uso a civile abitazione	2.00
TOTALE	6.80
Pianerottolo	Peso [kN/m²]
G1: soletta in cls	2.50
G2: pavimentazione in granito	0.29
Q: destinazione d'uso a civile abitazione	2.00
TOTALE	4.79

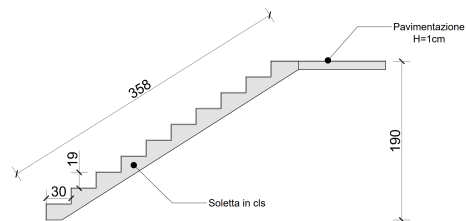


Figura 2.56: Analisi dei carichi e sezione del corpo scala in calcestruzzo.

Si considera il carico della soletta in calcestruzzo di 10cm, dei gradini (alzata 19cm pedata 30cm) e del rivestimento in granito dallo spessore di circa 1cm. Non essendo un ambiente suscettibile ad affollamento, si considera il sovraccarico relativo alla civile abitazione.

- PESO 1 RAMPA
 soletta: $0,632m^2 \cdot 1m \cdot 25kN/m^3 = 15,8kN$
 rivestimento: $0,049m^2 \cdot 1m \cdot 29kN/m^3 = 1,42kN$
- PESO PIANEROTTOLO
 soletta: $2,2m^2 \cdot 0,1m \cdot 25kN/m^3 = 5,5kN$
 pavimentazione: $2,2m^2 \cdot 0,01m \cdot 29kN/m^3 = 0,638kN$
TOT = 6,14kN

Prima di iniziare la modellazione e l'analisi dei cinematismi può essere utile stimare in maniera grossolana il peso dell'intera abitazione e il peso dell'edificio gravante sui 4 prospetti, al fine di avere dei riferimenti per validare i risultati forniti dal software ed avere conferma di una corretta modellazione.

PESO CASA	[kN]
solai	2152
puntoni	5.4
muri esterni	3355.73
corpi scala	106
torrino	105.31
TOTALE	5724.44

Figura 2.57: Calcolo del peso dell'intero edificio.

Il peso dell'intero edificio si aggira quindi intorno alle 570 tonnellate. L'edificio è praticamente simmetrico, ma a causa delle diverse orditure del solaio, i prospetti Nord e Sud risultano più caricati. Ciascuno di questi ha la propria area di influenza sui 3 solai.

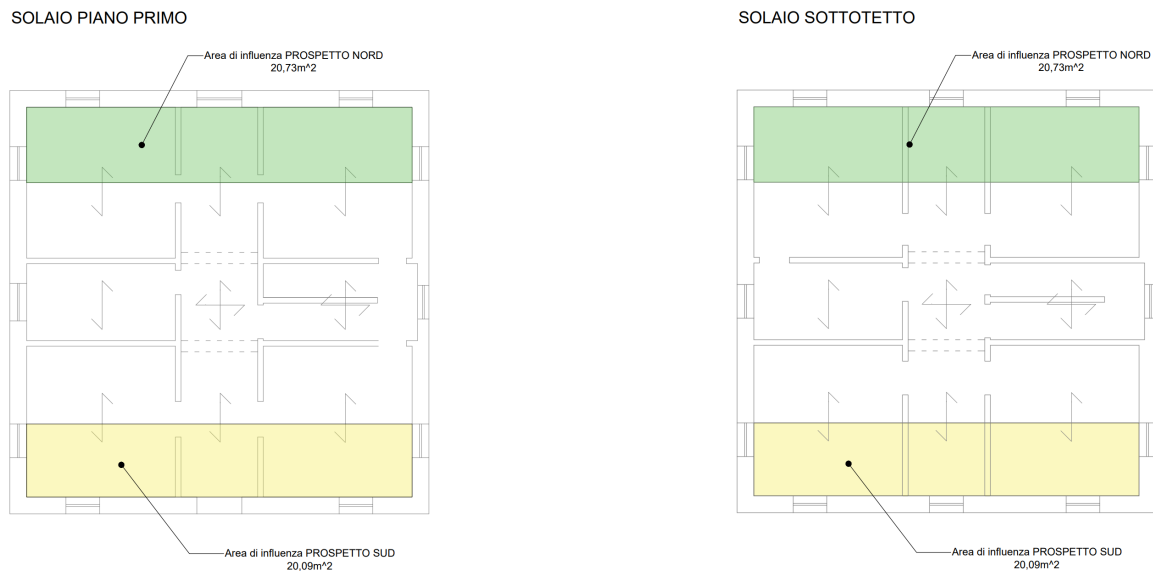


Figura 2.58: Aree di influenza dei 4 prospetti nei solai interpiano.

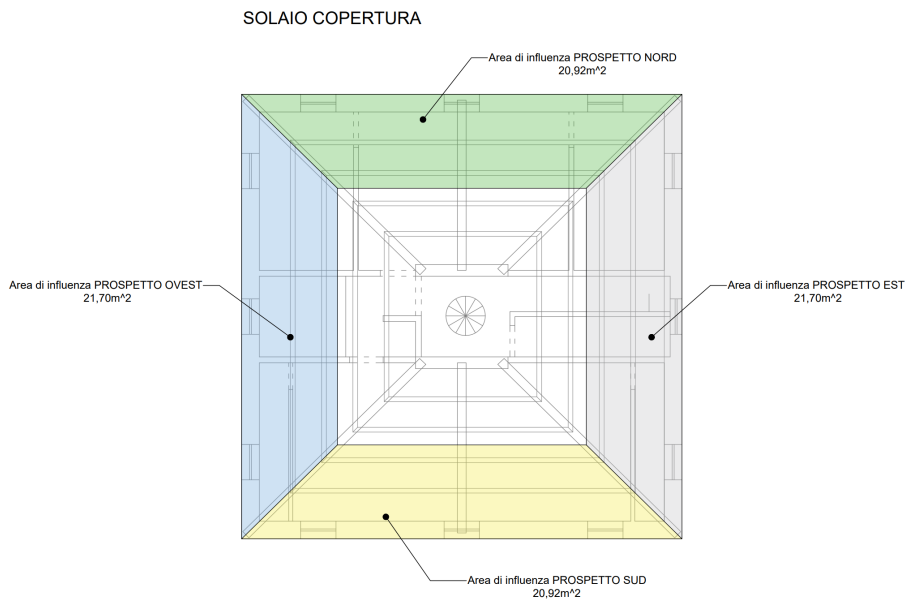


Figura 2.59: Aree di influenza dei 4 prospetti nella copertura.

Non si considerano le masse della torretta e del corpo scala che gravano invece sul sistema di muretti interni. La massa propria del paramento è stata calcolata come segue:

$$P = 11.20m \cdot 9.42m \cdot 0.45m \cdot 18kN/m^3 = 854,58kN \quad (2.18)$$

Sulla base delle aree di competenza, del carico dei solai e del peso proprio si ottiene una stima dei carichi sui quattro prospetti.

CARICO SUI PROSPETTI NORD/SUD			
ELEMENTO	Peso per unità di superficie [kN/m²]	Area di influenza [m²]	Peso [kN]
solaio piano primo	7.53	20.73	156.10
solaio sottotetto	6.83	20.73	141.59
Copertura	2.65	20.92	55.44
Peso proprio			854.58
TOTALE			1207.70

Figura 2.60: Carico sui prospetti Nord e Sud

PESO PROSPETTI EST/OVEST			
ELEMENTO	Peso per unità di superficie [kN/m²]	Area di influenza [m²]	Peso [kN]
Copertura	2.65	21.7	57.51
Peso proprio			862.21
TOTALE			919.72

Figura 2.61: Carico sui prospetti Est e Ovest

2.4 Studio dei meccanismi con *Aedes PCM*

2.4.1 Modellazione architettonica e inserimento dati

Si procede ora alla modellazione dell'edificio in *Aedes PCM*, software strutturale per lo studio degli edifici in muratura. Si definiscono prima di tutto le quote di riferimento dei vari impalcati e si importano nel programma le rispettive piante, che fungeranno da guida per la modellazione dei pannelli murari.

Sulla base dei prospetti e delle sezioni, si modellano poi le bucatore interne ed esterne, il corpo scala ed il torrino. In quest'ultimo i parapetti non vengono modellati singolarmente, ma sono trattati come carico uniformemente distribuito. Sono inserite nel modello anche le piccole travi in calcestruzzo poste al di sopra dei muretti interni, poiché elementi strutturali.

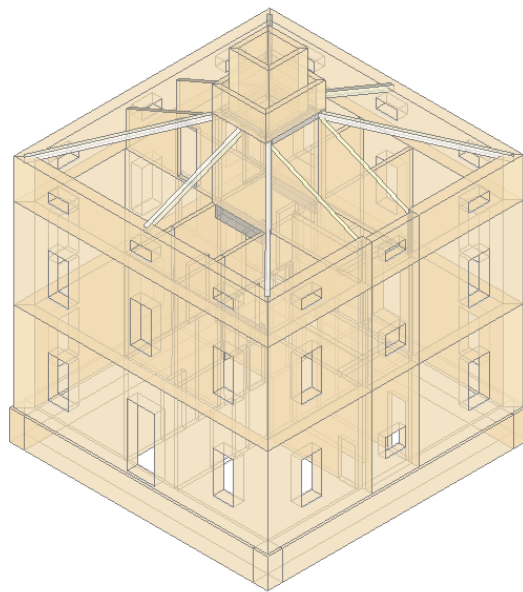


Figura 2.62: Vista assonometrica del modello architettonico.

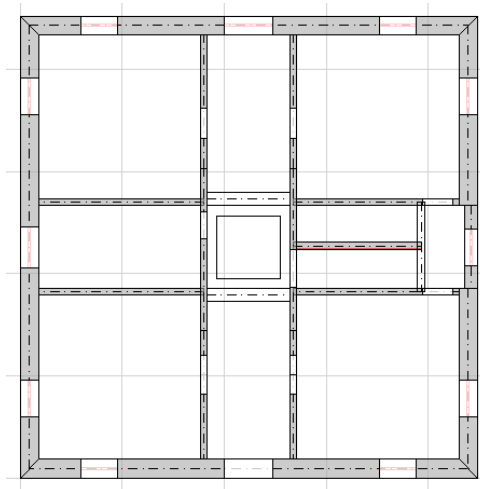


Figura 2.63: Pianta del piano primo del modello architettonico.

Non conoscendo le caratteristiche della fondazione la si rappresenta come un cordolo in calcestruzzo non armato, mentre il corpo scala è rappresentato con delle solette in calcestruzzo inclinate aventi il medesimo peso.

Si procede poi alla modellazione dei solai interpiano e della copertura, inserendo l'orditura e i carichi utilizzati dal programma per il calcolo delle combinazioni.

Nell'inserimento dei parametri dei solai interpiano, questo non è considerato come infinitamente rigido in quanto mancante di una soletta collaborante.

Al fine di considerare la natura spingente della copertura, inoltre, i puntoni vengono modellati singolarmente e si inseriscono delle forze puntuali orizzontali nel punto di appoggio con la muratura pari ad un 10% del carico verticale.

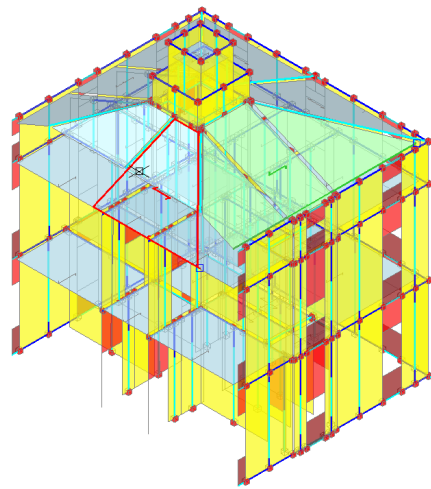


Figura 2.64: Modellazione dei solai e della copertura.

Si inseriscono ora i dati di input calcolati nei paragrafi precedenti, ovvero quelli inerenti l'azione sismica, il periodo proprio dell'edificio e le proprietà meccaniche della muratura.

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale **Sismica** Modale Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato

Direzione sismica e quote di riferimento

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' $\alpha =$ (-90° < α < 90°, + se antiorario)

Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione (m) H = 3.000

Quota di inizio degli effetti sismici (m) H₅ = 0.000

In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti

Analisi Sismiche Lineari

Direzioni di analisi X Y Z

Combinazione delle componenti

Radice quadrata della somma dei quadrati Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni [§7.3.5]

Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale [§7.2.6]

Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore μ nel calcolo delle tensioni sul terreno [§7.3.3]

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (N_{min}, T/M_{max}), (N_{max}, T/M_{min})

Analisi Sismica Statica Lineare

Periodo principale T₁

T_{1X} = 0.114 sec, T_{1Y} = 0.114 sec

T₁ = C₁ * H^{0.4}, dove C₁ = 0.050 ⇒ T₁ = 0.114 sec [§7.3.3.2]

λ = 1.00 nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità [§7]: S_g(T₁) = 0.10 g

Proprietà Report

Muratura esistente

Generale		Muratura esistente	
Nome		Muratura esistente	
Riferimento		NTC 2018, Tab. C8.5.I	
Tipologia		Mattoni pieni e malta di calce	
Condizioni		Standard	
Fattore di Confidenza		1.35	
Moduli elastici		Medi	
Valori		Medi	
E		1500	
G		500	
Resistenze		Personal	
Valori		Personal	
f _{t,m}		3.380	
f _{t,m}		0.338	
f _{t,hm}		1.690	
τ _{r,0}		0.065	
f _{v,m0}		0.169	
Altre proprietà meccaniche			
w		18.00	
α		0.000010	
f _b		10.000	
μ		0.577	
φ		1.000	
Coefficients correttivi			

Figura 2.65: Inserimento dati.

In questa prima fase di modellazione è opportuno coniugare la necessità di rappresentare in maniera più fedele possibile l'edificio reale con quella di ottenere un modello non eccessivamente complesso: modellare piccoli elementi non strutturali che non influiscono nel comportamento globale della struttura genererebbe un modello articolato che potrebbe essere mal gestito dal programma, allontanando i risultati ottenuti dalla realtà.

Al contrario, se si dispone di un modello strutturale più semplice, è anche possibile intuire in maniera qualitativa i risultati che si possono avere in *output*, che saranno interpretabili e verificabili in maniera più affidabile, utilizzando così i risultati del software in maniera critica.

Prima di procedere con il calcolo dei cinematici, è opportuno osservare come il software interpreti la struttura modellata. Per far questo può essere utile generare il telaio equivalente, un reticolo di nodi e aste che funge da punto di partenza per un'analisi modale.

Nel caso specifico non si effettuerà tale analisi, ma l'osservazione del telaio permette di valutare il percorso seguito dai carichi dall'elevazione alla fondazione: una corretta modellazione genera percorsi di carico regolari e passanti per i maschi murari: se così non fosse, è opportuno spezzare i pannelli murari in prossimità delle aperture, al fine di isolare i maschi murari.

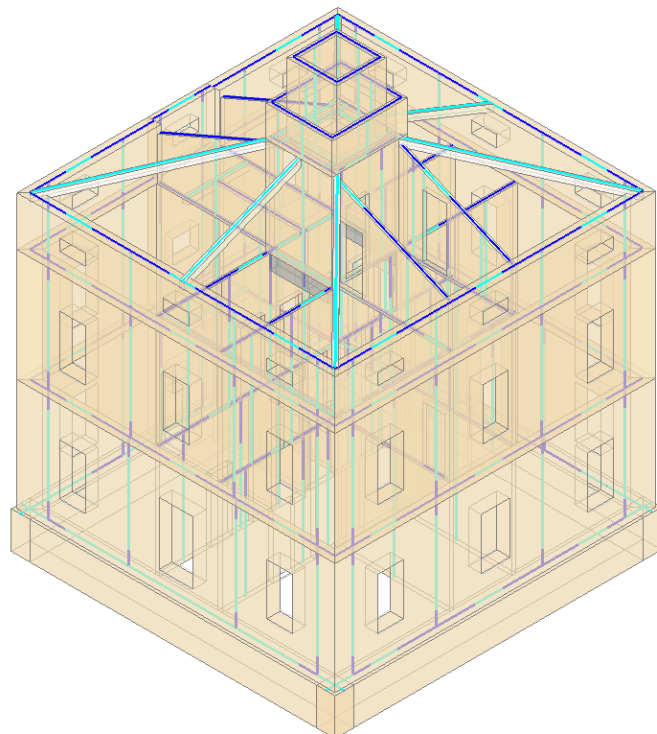


Figura 2.66: Generazione del telaio equivalente.

È altresì utile andare ad effettuare un'analisi statica non sismica, per valutare le sollecitazioni assiali, di taglio e momento agenti sulla muratura. Naturalmente, ci si aspetta un aumento graduale delle tensioni di compressione andando dall'alto verso il basso, ulteriore fattore che può essere indice di una corretta modellazione. Di seguito si riporta il diagramma delle tensioni normali.

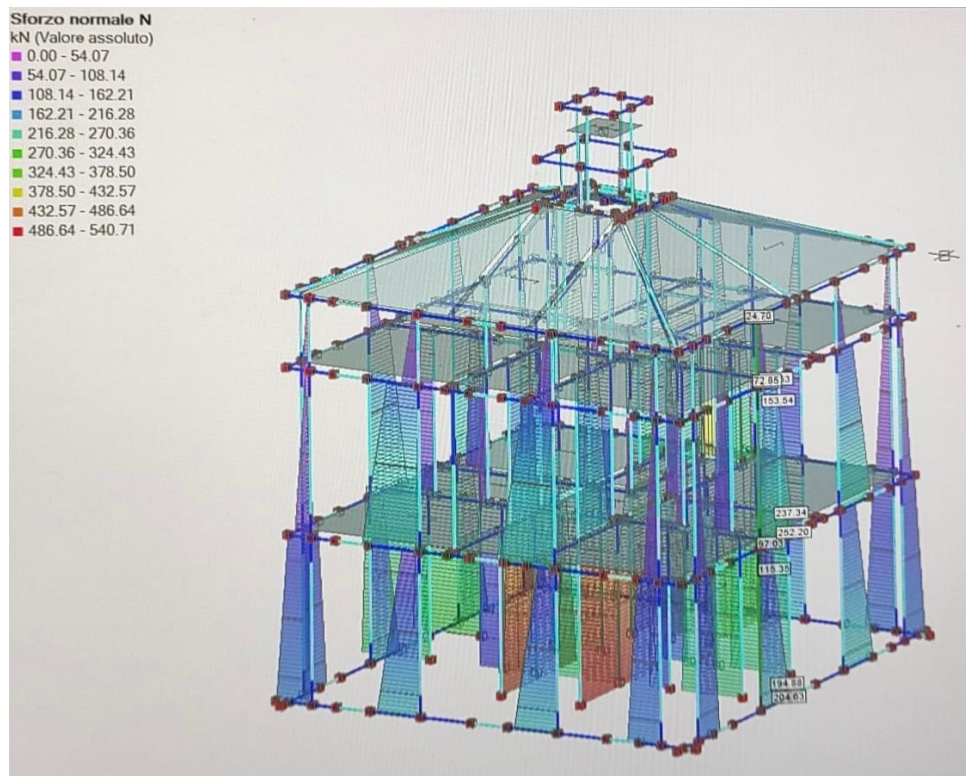


Figura 2.67: Sforzi normali N sulla struttura.

2.5 Analisi dei meccanismi di danno e calcolo del coefficiente

ζ_e

Una volta terminata la modellazione architettonica, si procede alla valutazione dei cinematismi mediante un'analisi cinematica lineare. Si definisce, all'interno del programma, il tipo di intervento che si sta pianificando: trattandosi di un intervento di adeguamento sismico, si ha un obiettivo minimo un coefficiente $\zeta_e \geq 0,8$.

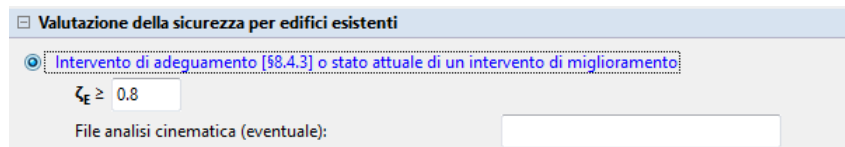


Figura 2.68: Definizione tipo di intervento.

Si procede poi alla modellazione dei singoli cinematismi mediante schede dedicate nel modello: si definiscono per ciascuno la tipologia, i corpi interessati utilizzando i piani di taglio e si posiziona la cerniera di rotazione. Una volta fatto ciò, il programma fornisce un'anteprima del meccanismo di collasso per avere conferma di una corretta modellazione.

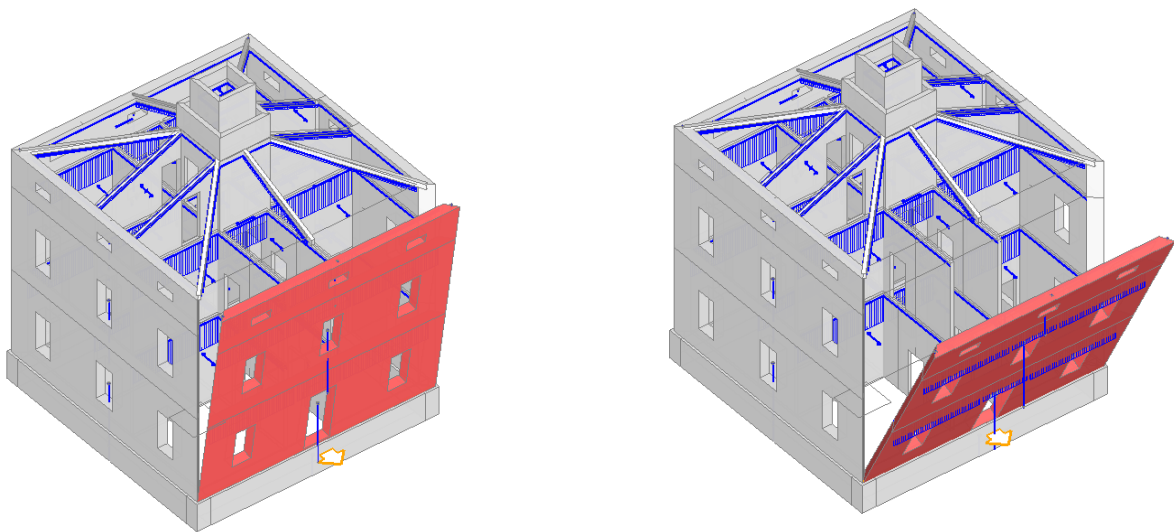


Figura 2.69: Anteprima di un meccanismo di collasso fornita dal programma.

Si definisce poi il criterio scelto per l'arretramento della cerniera, meccanismo descritto nel paragrafo 2.2.3.

Si suppone una distribuzione di tensioni triangolari e si pone il polo di rotazione nel baricentro delle tensioni.

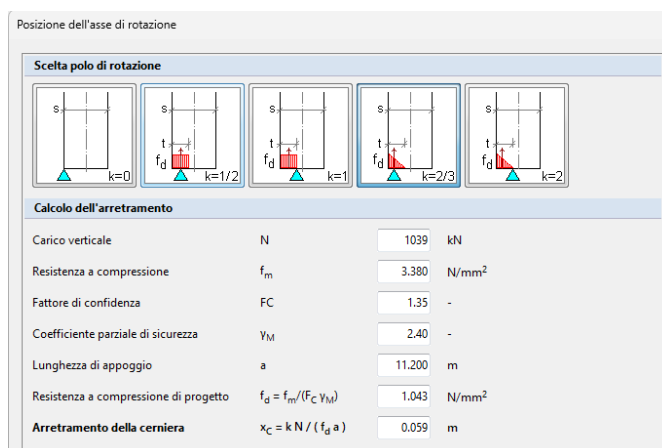


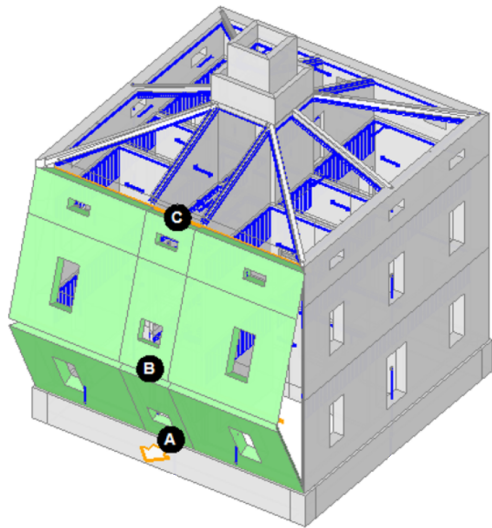
Figura 2.70: Criteri per l'arretramento della cerniera.

Sono stati individuati, sulla base dei rilievi geometrico e fessurativo, i cinematismi possibili che sono poi stati modellati e per i quali il programma calcola il corrispondente coefficiente ζ_e in termini di *PGA* e di periodo di ritorno, seguendo un procedimento analogo a quello trattato nel paragrafo 2.2.3.

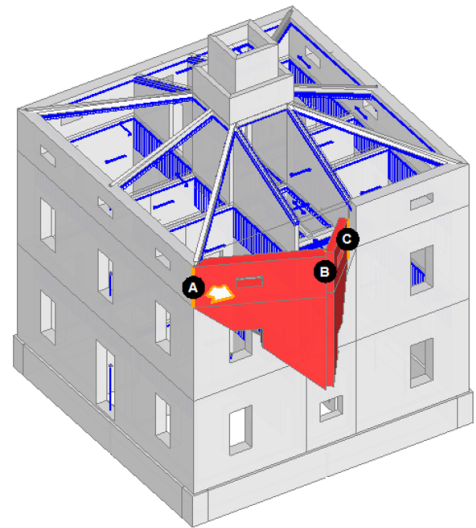
In particolare, sono valutate diverse possibilità di ribaltamento dei 4 prospetti, supponendo quindi sia un buono (ribaltamento composto) che un insufficiente ammorsamento (ribaltamento semplice) tra pareti ortogonali ed inserendo la cerniera di rotazione sia al piano terra che al sottotetto.

Si valutano inoltre il meccanismo di flessione verticale, la flessione orizzontale dovuta al possibile martellamento dei muretti interni, l'espulsione delle 4 angolate e il ribaltamento parziale del torrino in copertura.

Di seguito sono riportate le anteprime di alcuni dei cinematismi modellati, nei quali i corpi coinvolti assumono colore differente in base all'esito della verifica.

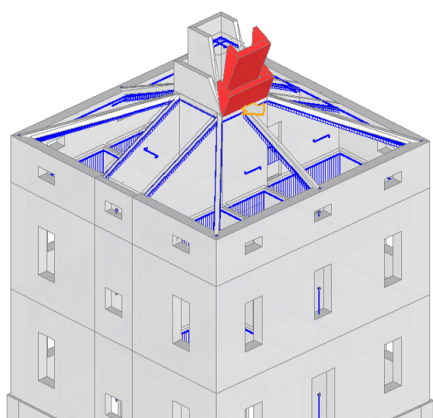


(a) Meccanismo di flessione verticale

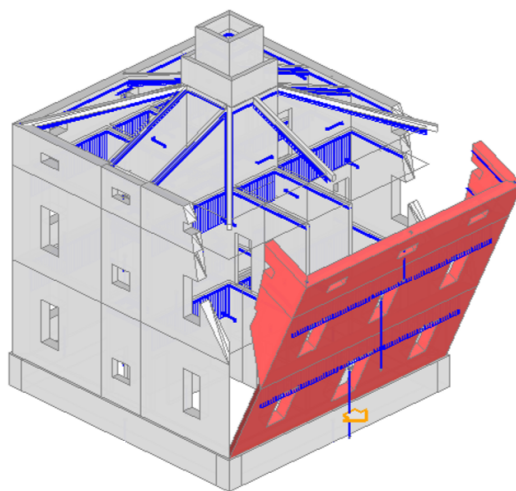


(b) Meccanismo di flessione orizzontale

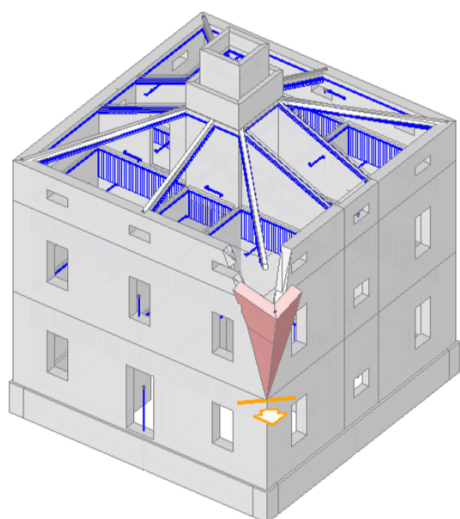
Figura 2.71: Analisi dei cinematismi nello stato di fatto.



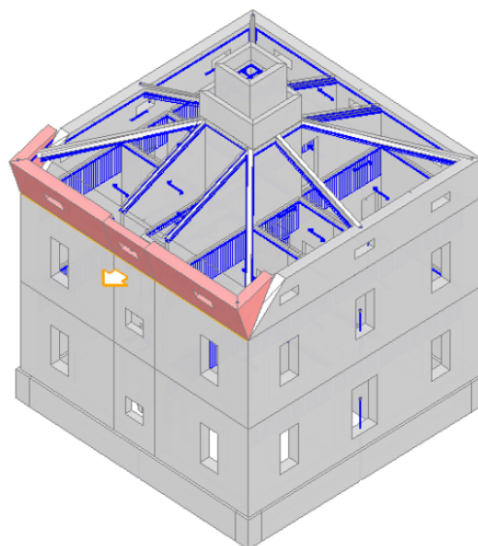
(a) Ribaltamento parziale del torrino in copertura



(b) Meccanismo di ribaltamento composto di un prospetto



(c) Meccanismo di espulsione dell'angolata



(d) Meccanismo di ribaltamento composto di un prospetto con cerniera al piano sottotetto

Figura 2.72: Analisi dei cinematismi nello stato di fatto.

Sono di seguito elencati i cinematismi modellati con la rispettiva numerazione, necessaria per la lettura dei risultati dell'analisi cinematica.

1. Ribaltamento semplice prospetto Sud, cerniera alla base
2. Ribaltamento semplice prospetto Sud, cerniera al sottotetto
3. Ribaltamento semplice prospetto Nord, cerniera al sottotetto
4. Ribaltamento semplice prospetto Nord, cerniera alla base
5. Ribaltamento semplice prospetto Est, cerniera al sottotetto
6. Ribaltamento semplice prospetto Est, cerniera alla base

7. Ribaltamento semplice prospetto Ovest, cerniera al sottotetto
8. Ribaltamento semplice prospetto Ovest, cerniera alla base
9. Flessione verticale prospetto Nord
10. Flessione verticale prospetto Sud
11. Espulsione angolata NE
12. Espulsione angolata NO
13. Flessione orizzontale
14. Ribaltamento parziale del torrino
15. Ribaltamento composto prospetto Nord
16. Ribaltamento composto prospetto Sud
17. Ribaltamento composto prospetto Est
18. Ribaltamento composto prospetto Ovest
19. Espulsione angolata Sud-Est
20. Espulsione angolata Sud-Ovest.

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.049	0.286	0.060	0.236	0.029
2	0.247	0.675	0.420	0.568	0.215
3	0.231	0.627	0.360	0.525	0.185
4	0.041	0.238	0.040	0.197	0.021
5	0.256	0.698	0.440	0.591	0.238
6	0.039	0.222	0.040	0.190	0.019
7	0.194	0.532	0.240	0.437	0.122
8	0.033	0.190	0.020	0.158	0.013
9	0.225	1.246	1.680	1.028	1.107
10	0.224	1.246	1.620	1.024	1.091
11	0.129	0.675	0.420	0.575	0.221
12	0.088	0.460	0.180	0.384	0.091
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.050	0.294	0.060	0.243	0.032
16	0.057	0.333	0.080	0.276	0.042
17	0.063	0.365	0.100	0.302	0.053
18	0.055	0.325	0.080	0.269	0.040
19	0.156	0.857	0.700	0.722	0.381
20	0.145	0.802	0.620	0.667	0.318

Figura 2.73: Risultati dell'analisi cinematica lineare.

n. = numero consecutivo del cinematismo
 α_0 = moltiplicatore di collasso
PGA,CLD / PGA,DLD = $\zeta_{E,SLD,PGA}$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
TR,CLD / TR,DLD = $\zeta_{E,SLD,TR}$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD
PGA,CLV / PGA,DLV = $\zeta_{E,SLV,PGA}$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = $\zeta_{E,SLV,TR}$ = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Figura 2.74: Legenda per l'interpretazione dei risultati.

Nel caso specifico si fa riferimento allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV), quindi alla terza e quarta colonna. Si osserva come i cinematismi presi in considerazione, ad esclusione dei due meccanismi di flessione verticale, presentino un coefficiente ζ_e ben al di sotto della soglia minima, rappresentando così un concreto rischio per l'incolumità dei presenti in caso di sisma.

Proposta di adeguamento sismico di un caso studio

3.1 Scelta dei presidi antisismici

Sulla base dei risultati visti nel capitolo precedente, si procede ad individuare gli interventi di consolidamento e i presidi antisismici più opportuni per la messa in sicurezza nei confronti dei meccanismi di danno individuati, che nello stato di fatto impediscono lo sviluppo di una risposta globale.

Generalmente, i presidi più utilizzati per scongiurare la possibilità di ribaltamento sono il cordolo e il tirante che costituiscono, nell'equilibrio dei corpi rigidi, una considerevole forza stabilizzante.

Nel caso specifico, la proposta di adeguamento sismico è così articolata:

- Inserimento di **4 tiranti** all'intradosso del solaio del piano primo, in quanto l'elevata altezza interpiano permette la posa di un controsoffitto. Questo, oltre a nascondere i tiranti, permette anche di ridurre il volume riscaldato dell'abitazione, ottenendo così anche benefici sui consumi energetici. Si esclude a priori la posa all'estradosso del solaio, in quanto la realizzazione di un massetto avrebbe notevolmente incrementato i carichi e sarebbe un intervento costoso ed invasivo. Si suppone quindi l'installazione di tiranti costituiti da tondini metallici con capochiave costituito da piastre nervate di forma quadrata.
- **Cordolo perimetrale in acciaio**, costituito da due profili *UPN180* collegati da barre filettate.
- **Doppia fasciatura in FPR** sul torrino, al fine di evitarne il ribaltamento parziale sulla copertura.

Non si evidenzia la necessità di eseguire interventi di consolidamento della muratura, in quanto risulta di buona qualità, così come non è previsto l'irrigidimento dei solai in calcestruzzo, sebbene mancanti di una soletta collaborante.

3.2 Modellazione dei presidi antisismici

Si procede alla modellazione dei presidi all'interno di *Aedes PCM*.

L'inserimento dei tiranti è previsto dal programma che, sulla base delle proprietà meccaniche della muratura, della geometria della piastra e della tensione limite di calcolo dell'acciaio, calcola la resistenza complessiva del presidio con un procedimento analogo a quello visto nel capitolo 2.3.2. In particolare, la resistenza del presidio è la minore tra la tensione di snervamento del tirante, quella di punzonamento e penetrazione della muratura e quella relativa alla flessione del capochiave.

I tondini metallici dei tiranti hanno un diametro di 25mm e le piastre sono quadrate di lato 400mm e hanno uno spessore equivalente di 30mm . Il valore di snervamento dell'acciaio è di 275Mpa .

Per ottenere un ulteriore margine di sicurezza, si pone $\alpha_n = 0$, ovvero si considera la resistenza a taglio della muratura costante e pari a f_{vk0} , cioè quella in assenza di tensioni normali. Ciò

comporta sottostimare, in maniera crescente scendendo verso i piani più bassi, la resistenza a punzonamento della muratura, riducendo quindi la resistenza complessiva del tirante.

Proprietà	
2 Items	
Tirante	
A	491
d	25
f _{yd}	275
Piastre	
a	400
b	400
s	30
Muro iniziale	
Spessore	450
f _m	3.380
τ ₀	0.065
σ _n	0.000
τ	0.065
f _d	1.043
f _{vd}	0.020
Muro finale	
Spessore	450
f _m	3.380
τ ₀	0.065
σ _n	0.000
τ	0.065
f _d	1.043
f _{vd}	0.020
Trazioni	
Snervamento	134.990
Punzonamento	30.694
Penetrazione	166.914
Flessione	330.000
Valore di calcolo	30.694

Figura 3.1: Inserimento dati tirante.

In pianta i tiranti vengono distribuiti in maniera uniforme, secondo lo schema sottostante.

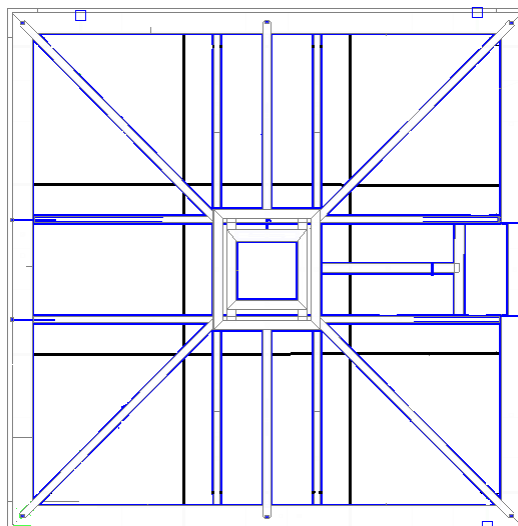


Figura 3.2: Disposizione dei tiranti (in nero) in pianta.

Si inseriscono poi due fasciature in *FRP* sul torrino, ciascuna costituita da due strati, che fungono da cordolatura perimetrale e ne impediscono il ribaltamento sulla copertura sottostante. Il programma stima la resistenza di calcolo in base ai dati inseriti.

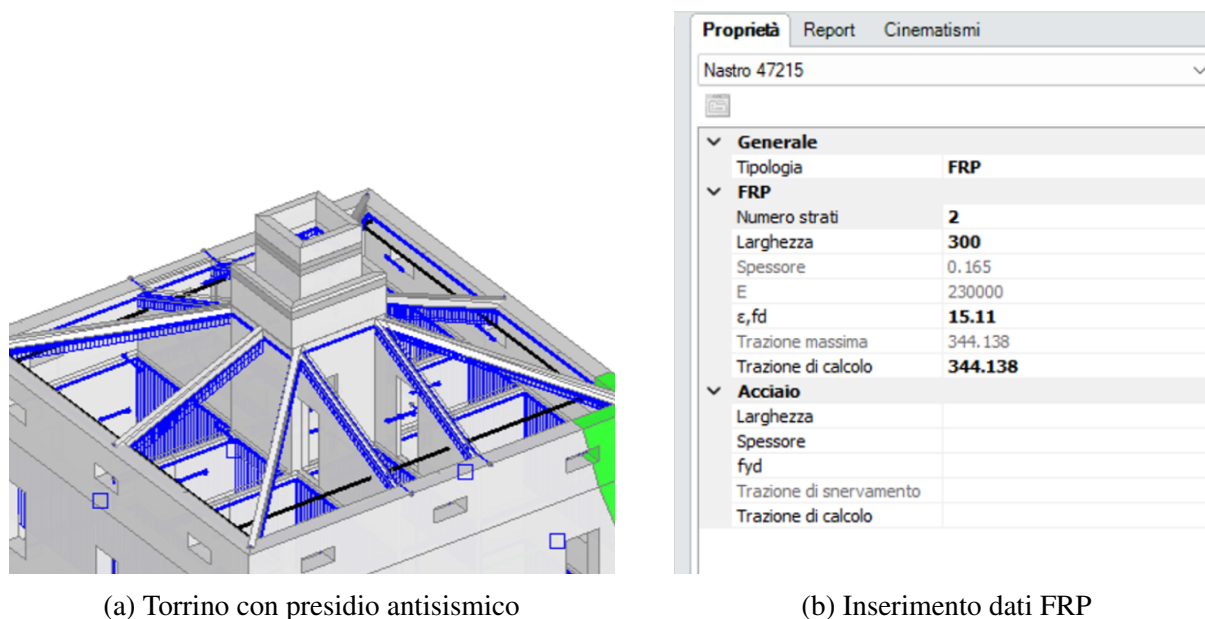


Figura 3.3: Fasciatura perimetrale in FRP sul torrino.

L'inserimento di un cordolo in acciaio non è invece previsto dal software, quindi si simulerà la sua presenza inserendo dei tiranti al di sotto della copertura.

Il cordolo in questione è costituito da due profili *UPN* collegati da barre filettate dal diametro di *27mm*: ritenendo improbabile la rottura del profilo, è lecito supporre che tali barre costituiscano il punto debole del presidio. I tiranti *fittizi* inseriti nel modello dovranno quindi avere una resistenza complessiva pari a quella della barra filettata. Per ottenere tale valore si inserisce un tirante del medesimo diametro per poi incrementare i valori della resistenza della muratura e delle dimensioni della piastra fino a che la resistenza a snervamento dell'acciaio sia quella limitante e quindi pari alla resistenza complessiva del presidio.

La presenza nel modello di 4 tiranti, ovvero di 4 forze puntuali, non offre però un adeguato contrasto al meccanismo di flessione orizzontale (13) dovuto al martellamento dei muretti del corpo scala, cosa che invece avviene nella realtà con la presenza del cordolo in acciaio. Al fine di rendere più fedele il modello, si inseriscono due forze puntuali in ogni prospetto.

Queste, però, non avranno valore pari alla resistenza della barra filettata che collega i due profili ma simuleranno la rottura della muratura sottostante in corrispondenza dei giunti di malta: si assume come valore quello di attrito tra cordolo e muratura.¹

¹Immagine tratta da MICHELE VINCI, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Flaccovio Dario editore, 2019

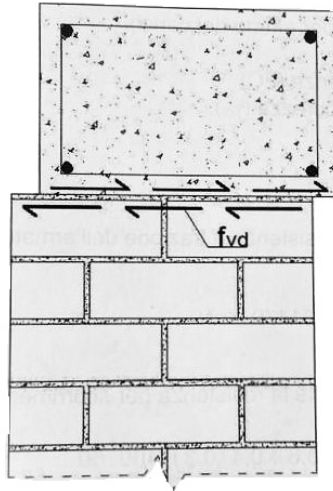


Figura 3.4: Scorrimento di un cordolo in muratura

La resistenza allo scorrimento puro del cordolo può essere calcolata come:

$$R_{c,m} = \frac{f_{vk}}{FC \cdot \gamma_m} \cdot A = \frac{(f_{vk0} + 0,4\sigma_0) \cdot A}{FC \cdot \gamma_m} \quad (3.1)$$

Si trascurano sia l'ancoraggio del cordolo alla muratura sottostante, solitamente garantito da tasselli meccanici, che il carico verticale della copertura che incrementa la resistenza a taglio: il risultato del calcolo garantisce quindi un ampio margine di sicurezza.

$$R_{c,m} = \frac{0,169N/mm^2 \cdot 450mm}{1,35 \cdot 2} = 28,166N/mm \quad (3.2)$$

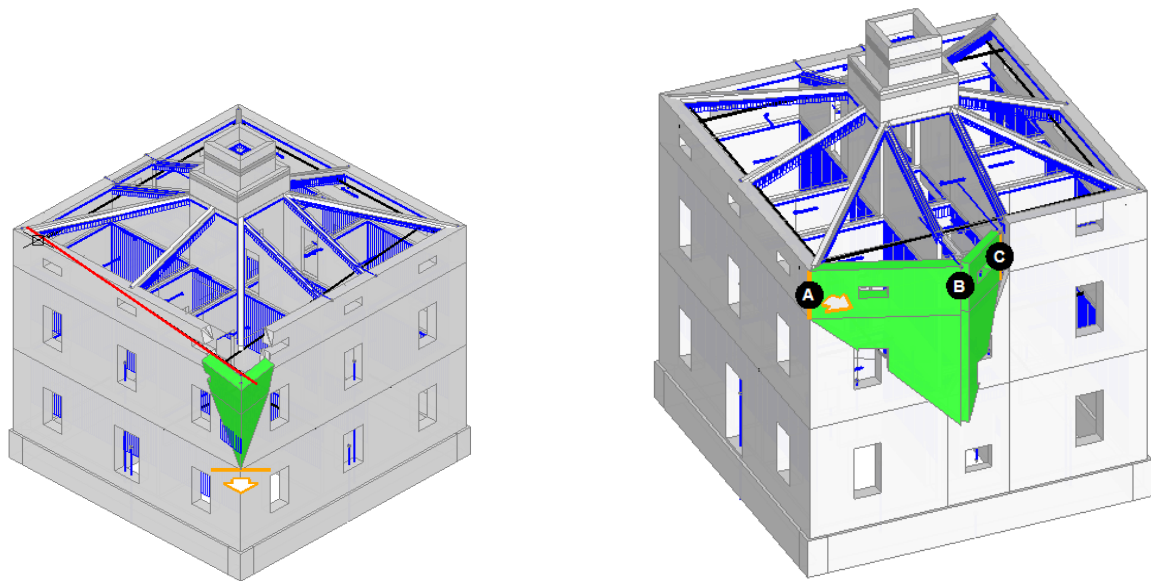
Moltiplicando il risultato per la lunghezza di metà prospetto si ottiene il valore della singola forza da inserire nel modello:

$$28,166N/mm * \frac{11300mm}{2} = 159,141kN \quad (3.3)$$

3.3 Analisi del miglioramento sismico e conclusioni

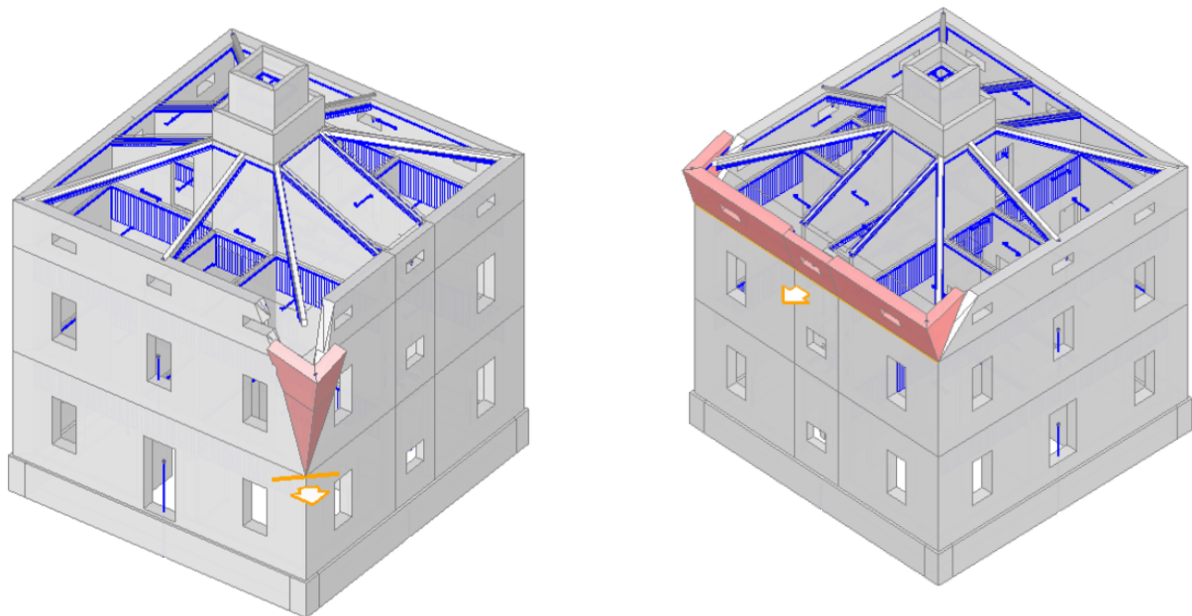
Si ripete infine l'analisi cinematica lineare fatta per lo stato di progetto al fine di valutare il miglioramento del coefficiente ζ_e riferito ai singoli meccanismi.

Nell'antepredizione dei cinematismi è possibile vedere direttamente come i presidi vadano a trattenere i macroelementi che tendono al ribaltamento modificando, se necessario, il posizionamento di ciascuno di essi.



(a) Meccanismo di espulsione dell'angolata

(b) Meccanismo di flessione orizzontale



(c) Ribaltamento del torrino

(d) Meccanismo di ribaltamento composto di un prospetto con cerniera al piano terra

Figura 3.5: Analisi dei cinematismi nello stato di progetto.

Si estrae poi la relazione di calcolo dal programma, nella quale si può fare riferimento alla medesima numerazione dello stato di fatto:

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.614	3.619	49.260	1.497	5.211
2	2.086	3.619	49.500	1.497	5.211
3	2.045	3.619	49.500	1.497	5.211
4	0.605	3.556	45.500	1.497	5.211
5	4.854	3.619	49.500	1.497	5.211
6	1.615	3.619	49.500	1.497	5.211
7	5.114	3.619	49.500	1.497	5.211
8	1.546	3.619	49.500	1.497	5.211
9	0.435	2.397	9.280	1.497	5.211
10	0.442	2.437	9.880	1.497	5.211
11	2.762	3.619	49.500	1.497	5.211
12	2.218	3.619	49.500	1.497	5.211
13	1.765	3.619	49.500	1.497	5.211
14	44.330	3.619	49.500	1.497	5.211
15	0.541	3.183	26.900	1.497	5.211
16	0.547	3.214	28.200	1.497	5.211
17	1.256	3.619	49.500	1.497	5.211
18	1.217	3.619	49.500	1.497	5.211
19	3.236	3.619	49.500	1.497	5.211
20	2.743	3.619	49.500	1.497	5.211

Figura 3.6: Risultati dell'analisi cinematica lineare nello stato di progetto.

n. = numero consecutivo del cinematismo
 α_0 = moltiplicatore di collasso
 PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
 TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD
 PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
 TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Figura 3.7: Legenda per l'interpretazione dei risultati.

Dai risultati osserviamo l'ampio margine di miglioramento del comportamento dell'edificio rispetto ai meccanismi di danno, indicatore di una proposta di adeguamento sismico efficace. I coefficienti ζ_e associati a tutti i cinematismi sono uniformati al valore di 1,497 se relativi alla PGA e 5,211 se relativi a T_R . Le NTC2018, infatti, pongono un limite massimo per la capacità della struttura in termini di periodo di ritorno posto pari a 2475 anni: dividendo tale valore per 475 anni, ovvero il T_R richiesto per lo SLV, si ottiene il valore di ζ_e presente in tabella. Nel complesso, questo sta ad indicare che i cinematismi sono ampiamente risolti. Nel caso in analisi, però, ci si è limitati alla sola analisi cinematica lineare, senza considerare come i presidi scelti vadano a modificare, in meglio o in peggio, il comportamento dell'edificio nel suo comportamento globale. Questo aspetto risulta particolarmente importante quando si scelgono interventi molto invasivi che possono modificare la statica dell'edificio, come l'irrigidimento di un solaio con una soletta collaborante o la posa di un intonaco armato.

Il caso studio riportato è un piccolo esempio di riqualificazione e recupero del patrimonio edilizio esistente, sicuramente più frequente rispetto alla costruzione del nuovo a causa sia della presenza, in particolare nel nostro Paese, di un gran numero di edifici inutilizzati ed alla riduzione di terreni disponibili per le nuove edificazioni.

Questo ambito dell'edilizia porta con sé maggiori difficoltà per i tecnici, che si trovano ad abbandonare un approccio schematico e ripetitivo per affrontare ogni giorno ostacoli differenti, alle quali spesso la lettura delle normative non fornisce una risposta esauriente. In particolare nelle fasi preliminari di rilievo e caratterizzazione dei materiali, spesso poco documentate, è fondamentale integrare il proprio lavoro con la Letteratura del settore e la propria esperienza.

Nelle fasi successive, invece, le difficoltà si concentrano sul pianificare un intervento che garantisca sicurezza e benessere degli occupanti minimizzandone però l'invasività, i costi e senza trascurare i vincoli architettonici, molto restrittivi nei centri storici. Il recupero degli edifici esistenti è inoltre cruciale per mantenere in vita i piccoli paesi e prevenirne lo spopolamento, soprattutto negli anni successivi ad un sisma, rendendoli attraenti come luoghi di residenza.

Bibliografia e sitografia

- MICHELE VINCI, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura* - III edizione, Dario Flaccovio editore, 2019.
- Tesi di Laurea *Analisi di muratura storica non rinforzata e rinforzata con materiali speciali* studentessa ALESSIA COSSIGNANI, Relatore prof. ing. ROBERTO CAPOZUCCA, a.a. 2017/2018.
- L.MILANO, A.MANNELLA, C.MORISI, A.MARTINELLI, *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi* - Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni.
- Decreto ministeriale 17 gennaio 2018, *Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni* e relativa *Circolare Applicativa* del 21 gennaio 2019.
- ANTONIO BORRI, ALESSANDRO DE MARIA, *Manuale per la valutazione dell'Indice di Qualità Muraria (IQM)*.
- R. ANTONUCCI, *Restauro e recupero degli edifici a struttura muraria – Analisi e interventi sul “costruito storico”*, Maggioli Editore, 2012, IV edizione aggiornata e ampliata.
- Prof. Ing. FABRIZIO BOCCANERA, *Diagnostica nell'edilizia storica e meccanismi di danno e collasso*, materiale didattico Università Politecnica delle Marche.
- ROBERTO CAPOZUCCA, *Teoria e tecnica delle strutture in muratura*, Pitagora Editrice, Bologna, 2014.
- B. FILARDI, D. LIBERATORE, A. MASI, D. NIGRO, *Valutazione della resistenza a taglio di una tipologia muraria tramite prove su pannelli, carote e triplette*, in *La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*, Atti del Convegno Nazionale, Messina, 18-20 Settembre 1996, 75-83.
- Prof. DOMENICO LIBERATORE, *Intervento sugli edifici esistenti*, materiale didattico, Università di Roma La Sapienza.
- Prof. Ing. NICOLINO GATTESCO, *Adeguamento sismico di edifici esistenti in muratura*, materiale didattico, Università degli Studi di Trieste.
- Dott.ssa ERICA MAGAGNINI, *Elementi di strutture in muratura*, materiale didattico, Università Politecnica delle Marche.
- Prof. LORENZO JURINA, *La caratterizzazione meccanica delle murature parte seconda: martinetti piatti*, materiale didattico, Politecnico di Milano.
- OLIVITO RENATO, *Statica e stabilità delle costruzioni murarie*, Pitagora, 2009 .
- Prof. Ing. FLORA FALESCHINI, *Metodi di analisi delle strutture esistenti in muratura*, materiale didattico, Università di Padova.

- M. TOMAZEVIC, *Earthquake-resistant Design of Masonry Buildings*, Imperial College Press, London, 2006 [I ed.1999]
- TASSIOS T. P., *Meccanica delle murature*, Liguori Editore, Napoli, 1995 [1 ed.1988]
- VALLUCCI S. - QUAGLIARINI E. - LENCI S., *Costruzioni storiche in muratura-Vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi*, Wolters Kluwer Italia S.r.l., 2014.
- <https://diagnosticastrutturale.it/prove-in-situ/divisione-prove-su-strutture-monitoraggi-controlli/caratterizzazione-di-murature-con-martinetti-piatti-prove-diagonali/prova-di-compressione-diagonale-su-pannello-di-muratura/prova-di-compressione-diagonale-su-pannello-di-muratura/1400639,405777>
- <https://www.indagini diagnostiche.it/prove-materiali/prove-muratura/>
- <https://www.provedicarico.it/servizi/indagini-su-murature/prove-taglio-shove-test-muratura/>
- <https://www.provedicarico.it/servizi/indagini-su-murature/endoscopie-su-muratura-indagini-e-caratterizzazioni/>
- <https://www.provedicarico.it/servizi/indagini-su-murature/prove-soniche-muratura/>
- <https://faradsrl.it/blog/indagini-sulle-murature/>
- www.fausto-minelli.unibs.it

Ringraziamenti

Desidero esprimere la mia più sincera gratitudine a tutte le persone che hanno contribuito al completamento di questa tesi e al mio percorso di studi.

In primo luogo, un ringraziamento speciale va alla mia relatrice, la Dott.ssa Erica Magagnini, per essere stata un punto di riferimento fondamentale durante il lavoro di tesi. Un grazie di cuore a tutti i docenti che mi hanno accompagnato nei tre anni di corso. La loro dedizione e passione per l'insegnamento hanno arricchito il mio percorso accademico e personale.

Un ringraziamento particolare all'azienda ospitante del mio tirocinio, nelle persone di Fabrizio Boccanera, Carlo Butteri e Mafalda Bucci.

Grazie per il tempo e l'impegno dedicatomi e per aver reso l'esperienza un'occasione di crescita personale oltre che professionale.

Non posso dimenticare la mia famiglia, che mi ha sempre sostenuto con amore e incoraggiamento. Senza il loro supporto questo traguardo non sarebbe stato possibile.