

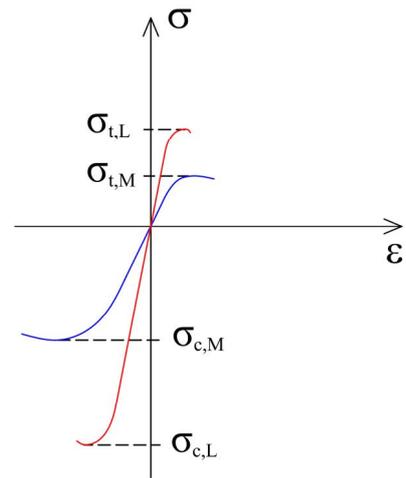
4.4. La resistenza della muratura

4.4.1. Le equazioni costitutive

La muratura è un materiale disomogeneo, per la presenza di:

- blocchi pieni o perforati;
- giunti (letti) di malta continui;
- giunti di testa discontinui o continui

possiamo comunque schematizzarlo come materiale globalmente omogeneo ma anisotropo per resistenza e deformabilità.



Un “maschio murario” presenta dunque un comportamento strettamente legato alla risposta degli elementi costituenti: malta e mattone.

Il laterizio è caratterizzato da un comportamento elasto-fragile sia a trazione che a compressione: all’aumentare del tempo di cottura, i laterizi sono più resistenti ma diventano fragili.

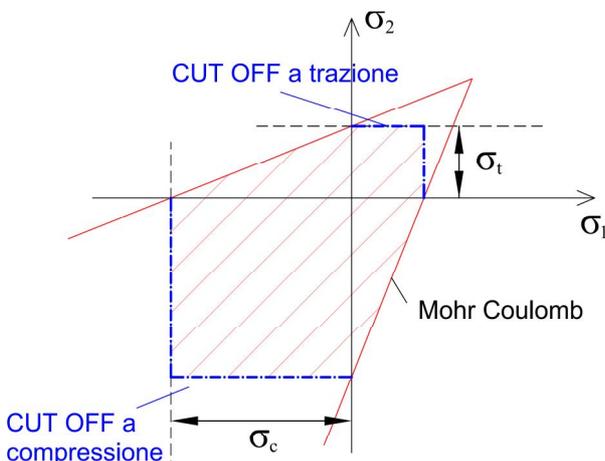
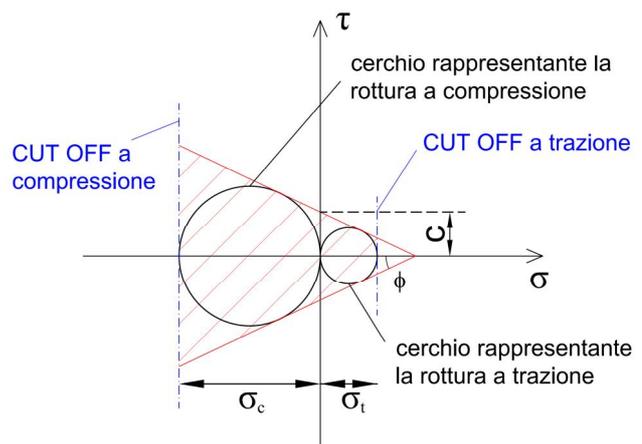
Il comportamento della malta è fortemente influenzato dal legante impiegato e dal dosaggio.

Per stati di sollecitazione pluriassiale, sia la malta che il laterizio possono essere adeguatamente descritti dal criterio di Mohr – Coulomb:

$$|\tau| \leq c - \sigma \cdot \text{tg}\phi \quad (1)$$

dove:

- c è la coesione
- φ è l’angolo di attrito
- σ è assunta positiva se di trazione (da qui il segno meno nell’espressione 1)



Dal dominio σ-τ di Mohr – Coulomb si ha:

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad \sigma_t = \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 + \sin\phi} \quad (2)$$

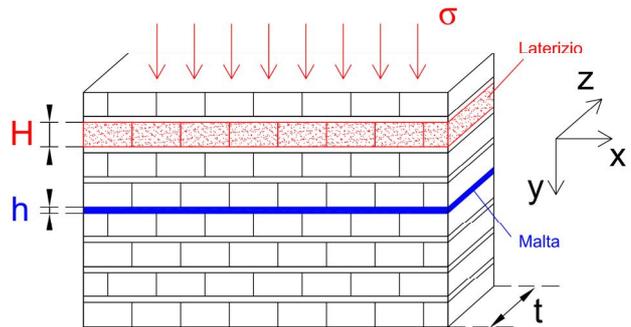
Lo stesso dominio può essere rappresentato nel piano delle tensioni principali σ₁ e σ₂:

Il materiale “muratura” risente ovviamente delle caratteristiche dei materiali componenti ma nel suo complesso NON manifesta un comportamento medio tra i due, quanto piuttosto alcune specificità:

- innanzitutto la diversa deformabilità di malta e laterizio sono responsabili di stati tensionali in genere pluri-assiali che ne rendono complesso il comportamento.
- in secondo luogo la presenza di direzioni preferenziali nel materiale (corsi di malta, foratura del laterizio) conferiscono alla muratura un carattere fortemente ORTOTROPO per cui la resistenza non dipende solo dall'entità dei carichi applicati ma anche dalla loro direzione.

CASO STUDIO

Per comprendere la complessità del problema si può considerare il caso di una semplice compressione su un pannello murario costituito da mattoni e corsi di malta solo orizzontali:



Si supponga piccolo lo spessore t del pannello in modo che si possa considerare $\sigma_z^L = \sigma_z^M = 0$ in questa ipotesi si può allora ammettere che sulla muratura si instauri uno stato piano di tensione

Equilibrio alla traslazione in direzione y: $\sigma_y^L = \sigma_y^M = \sigma$

Equilibrio alla traslazione in direzione x: $\sigma_x^M \cdot h + \sigma_x^L \cdot H = 0$

$$\sigma_x^M + \gamma \cdot \sigma_x^L = 0 \quad \text{con } \gamma = \frac{H}{h}$$

Per la congruenza secondo x si ha: $\varepsilon^L = \frac{1}{E^L} (\sigma_x^L - \nu^L \sigma_y^L) = \varepsilon^M = \frac{1}{E^M} (\sigma_x^M - \nu^M \sigma_y^M)$

dove: ε è la deformazione in direzione x
 E è il modulo elastico
 ν è il coeff. di Poisson

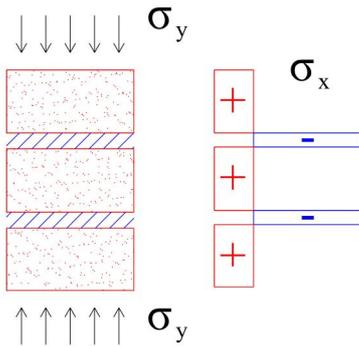
Posto $\alpha = \frac{E^L}{E^M} \cdot \frac{\nu^M}{\nu^L}$ $\beta = \frac{E^L}{E^M}$

sostituendo si ottiene

$$\sigma_x^L = \frac{1-\alpha}{1+\beta \cdot \gamma} \cdot \sigma \quad \sigma_x^M = -\gamma \cdot \frac{1-\alpha}{1+\beta \cdot \gamma} \cdot \sigma$$

assumendo ad esempio
si ha:

$$\alpha = 2, \quad \beta = 1.5, \quad \gamma = 10$$



$$\sigma_x^L = -\frac{1}{16}\sigma \quad (\text{trazione})$$

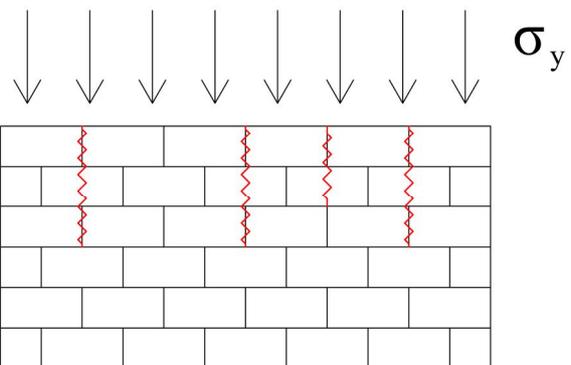
$$\sigma_x^M = +\frac{1}{1.6}\sigma \quad (\text{compressione})$$

$$\sigma_y^M = \sigma_y^L = \sigma \quad (\text{compressione})$$

La malta risulta quindi maggiormente sollecitata, ma è soggetta ad una compressione tri-assiale. La presenza della compressione tri-assiale sulla malta ne aumenta la resistenza ed evita il suo collasso prematuro per schiacciamento.

- In genere si può affermare che su un muro compresso la rottura avviene per trazione del complesso mattone – malta.
- Il miglioramento della qualità della malta NON apporta in genere variazioni importanti del carico di collasso.
- Uno spessore eccessivo dei giunti di malta riduce notevolmente la resistenza della muratura.

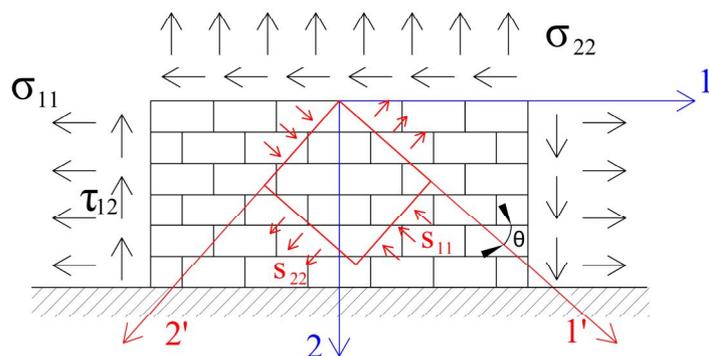
In una prova a compressione semplice, in genere è il laterizio a cedere per trazione, ma questo può variare se il rapporto γ cambia e aumenta lo spessore della malta.



In figura è riportato un collasso tipico per una prova di compressione semplice.

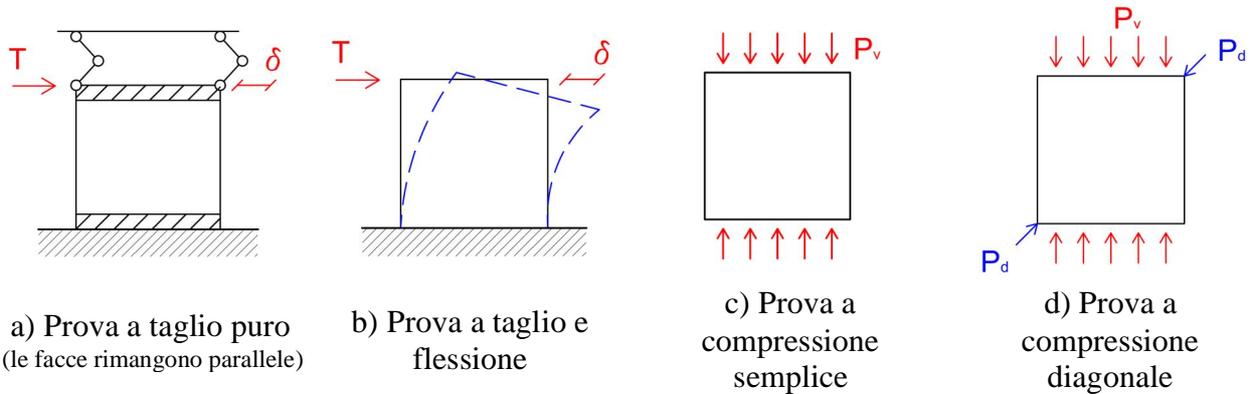
Le cose chiaramente si complicano nel caso in cui sul pannello murario sia applicato uno stato di sollecitazione più complesso.

Ciò chiaramente è dovuto alla anisotropia di comportamento del materiale “muratura”.



4.4.2. Le prove sperimentali

Le tipiche prove sperimentali eseguite su pannelli murari, macro-elementi costituiti da almeno 3 corsi di “mattoni”, sono le seguenti:



Le quattro prove sono da intendersi come convenzionali in quanto originano stati di tensione nel pannello piuttosto complessi e difficilmente confrontabili.

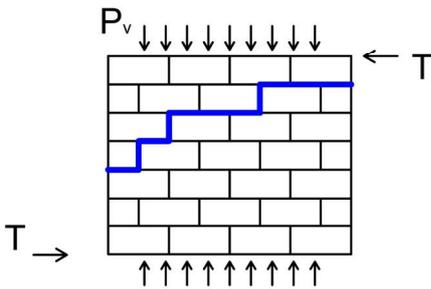
La prova a compressione diagonale viene usualmente assunta come prova base per la caratterizzazione delle caratteristiche taglianti della muratura in base alla sua semplicità di esecuzione e conoscenza sulla distribuzione tensionale interna al pannello.

La prova a compressione semplice evidenzia invece il comportamento del pannello sotto carichi verticali.

Per estendere i risultati ad un caso generico di sforzo normale e taglio sul pannello sono in genere necessari dei criteri di resistenza opportuni, in grado di cogliere la risposta in tutte le combinazioni possibili.

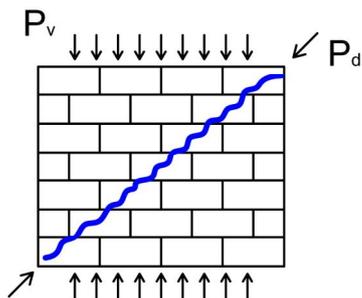
4.4.3. I meccanismi di collasso

Di seguito si riportano i possibili meccanismi di rottura del pannello murario:



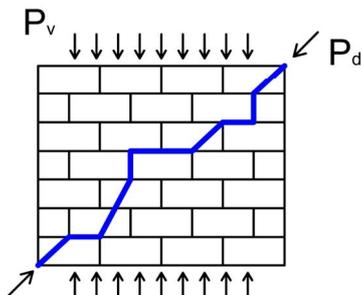
Scorrimento dei giunti

Questa rottura è frequente nelle murature di mattoni resistenti e giunti relativamente deboli. In genere si verifica se il valore della componente P_v risulta limitata.



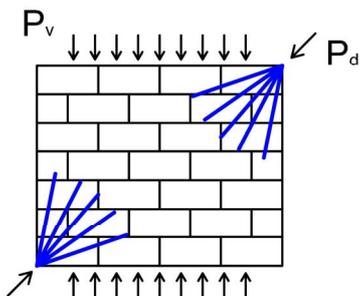
Fessurazione dei blocchi

Questa rottura è causata dal cedimento per trazione del blocco. Generalmente coinvolge la parte centrale del pannello. L'inclinazione α dipende dal rapporto tra le componenti verticali ed orizzontali dei carichi applicati. Interessa in genere i laterizi forati con l'uso di malte ad alta resistenza.



Meccanismo combinato

La lesione segue in generale la diagonale del pannello. Essa interessa sia il giunto che il mattone. È un collasso che in genere si verifica quando la malta ed il mattone hanno resistenze paragonabili. È un tipo di rottura che interessa in genere le murature per un'ampia variabilità di combinazioni di carico.



Schiacciamento in prossimità degli apparecchi di carico

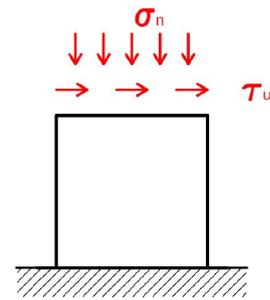
È una rottura localizzata dovuta in genere ad una ridotta dimensione degli apparecchi di applicazione del carico.

4.4.4. I Criteri di Resistenza

1) CRITERIO DI MOHR-COULOMB

È il criterio utilizzato sia dalla normativa italiana che dall'Eurocodice 6, e prevede:

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{A} \\ \tau_u = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_n \end{cases}$$



dove: τ_0 è la resistenza a taglio in assenza dello sforzo normale;
 μ è un coefficiente di attrito, assunto pari a 0.4 (D.M. 20/11/1987);

I valori di τ_0 e μ vengono desunti dalle prove sperimentali su pannelli murari variando lo stato di sollecitazione sul pannello stesso.

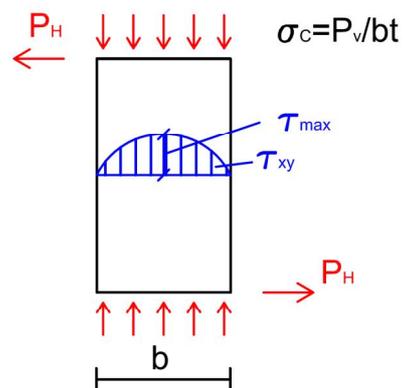
Questo criterio NON è quindi da intendersi come rappresentativo del comportamento qualitativo (modalità di collasso) e quantitativo di una determinata muratura, bensì costituisce una stima della resistenza di un determinato solido murario, opportunamente ridotta per tenere conto della dispersione dei dati sperimentali.

Il vantaggio di questo approccio sta nella semplicità.

2) MODELLO DI TURNSEK-CACOVIC (alla base del metodo di verifica POR)

Questo modello è valido nel caso rottura diagonale ed è basato sulla prova sperimentale di tipo b, cioè quando l'elemento in muratura è soggetto all'azione combinata di taglio e flessione.

Si consideri un "maschio murario" soggetto ad un'azione verticale P_V ed una orizzontale P_H applicata sulla sommità dell'elemento, come da figura.



Nell'ipotesi che le tensioni tangenziali τ abbiamo un andamento secondo la teoria di Jourawsky, si ha:

$$\sigma_v = \frac{P_V}{b \cdot t} \quad \bar{\tau}_{xy} = \frac{P_H}{b \cdot t}$$

dove: $\bar{\tau}_{xy}$ si definisce sforzo tagliante medio o sforzo convenzionale.

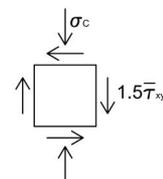
La verifica viene condotta al centro del pannello dove si suppone che lo stato di tensione sia caratterizzato da $(\sigma_c, \tau_{xy,max})$:

una tensione di compressione verticale pari a

$$\sigma_c = \sigma_v = \frac{P_V}{b \cdot t}$$

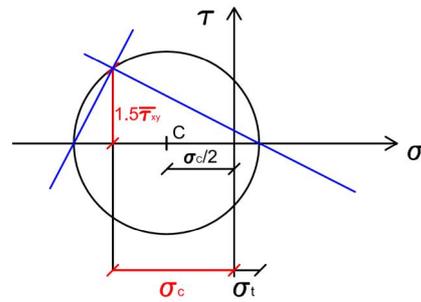
una tensione tangenziale massima pari a

$$\tau_{xy,max} = 1.5 \bar{\tau}_{xy} = 1.5 \frac{P_H}{b \cdot t}$$



La tensione principale di trazione risulta quindi pari a

$$\sigma_t = -\frac{\sigma_c}{2} + \sqrt{\left(1.5\bar{\tau}_{xy}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2} = f_m$$



Si ha collasso quando σ_t è pari ad f_m .

Nel caso di **taglio puro** ($P_v = 0$, quindi $\sigma_c = 0$ e con il cerchio di Mohr centrato nell'origine) si raggiunge il collasso per $\sigma_t = 1.5 \tau_{xy0}$, cioè $f_m = 1.5 \tau_{xy0}$ e sostituendo nella relazione precedente si ha

$$-\frac{\sigma_c}{2} + \sqrt{\left(1.5\bar{\tau}_{xy}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2} = 1.5 \tau_{xy0}$$

In questo caso il criterio di Turnsek-Cacovic si esprime con la relazione seguente, che per la sua semplicità è stata adottata da molte normative

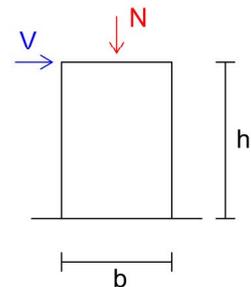
$$\bar{\tau}_{xy} = \tau_{xy0} \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{1.5\tau_{xy0}}}$$

LE NORMATIVE PREVEDONO LE SEGUENTI FORMULE DI VERIFICA:

Collasso per scorrimento del giunto:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_m} t(\tau_{ok} + \mu \cdot \sigma_n) \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{valore per unità di lunghezza, } b = 1)$$

dove τ_{ok} = valore caratteristico della resistenza per aderenza
 $\mu \cong 0.4$
 σ_n = tensione media di compressione



Collasso per fessurazione diagonale (relazione di Turnsek modificata):

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_m} \left(t \frac{f_{tk}}{P} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_{tk}}} \right) \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{valore per unità di lunghezza, } b = 1)$$

dove P dipende dalla distribuzione delle τ sul pannello:
 $P = 1.0$ (distribuzione τ costante sul pannello)
 $P = 1.5$ (distribuzione τ parabolica)
 Solitamente si assume $P = 1.5$, anche se i valori $P = 1$ si avvicinano meglio agli andamenti sperimentali

$$f_{tk} = 0.5 \frac{V}{\left(\frac{b+h}{2}\right)_t} = \text{valore caratteristico di resistenza nel caso di prova diagonale}$$

Il coefficiente 0.5 è assunto prudenzialmente in base alle prove sperimentali

Collasso compressione:

La rottura per compressione viene di solito evitata limitando le tensioni di compressione sul pannello. In alternativa si può adottare il criterio di Yokel visto in precedenza che risulta essere sufficientemente a favore di sicurezza.

Nel caso in cui le verifiche NON risultassero soddisfatte si può:

- aumentare le f_{tk} e τ_{0k} , migliorando le caratteristiche della malta,
- applicare una tensione di compressione σ_c .

4.4.5. Meccanismi Resistenti di una struttura in muratura

Affinché una muratura abbia un buon funzionamento sotto l'azione di forze orizzontali (azioni del vento o azioni sismiche), deve funzionare secondo un meccanismo "scatolare":

- a) I solai devono essere ben "ancorati" ai muri verticali per trasmettere alle pareti verticali // alla direzione dell'azione (pareti di controvento) le forze agenti (nel caso del sisma si trasmettono le forze d'inerzia da esso generate);
- b) I solai devono essere rigidi nel proprio piano ed in grado di distribuire le forze orizzontali (es. forze d'inerzia) in base alla sola rigidità delle pareti;
- c) Le pareti verticali devono essere in grado di assorbire le azioni \perp al loro piano e devono essere bene "ancorate" alle pareti di controvento per trasmettere alle stesse le azioni prodotte dalle forze orizzontali;
- d) Le pareti verticali di controvento devono essere in grado di sopportare l'azione prodotta dal sisma o vento parallelo al loro piano medio.

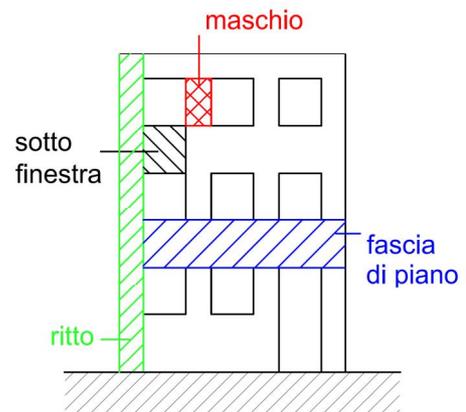
Il funzionamento equilibrato di questo insieme di elementi resistenti attiva il comportamento scatolare dell'edificio e la resistenza dell'intera struttura alle forze orizzontali si sviluppa a seguito dell'impegno a taglio delle pareti di controvento disposte // alla direzione delle forze.

Il mancato funzionamento scatolare può produrre invece un prematuro collasso della struttura per cedimento anticipato di uno dei componenti (ad esempio ciò si verifica quando si ha lo sfilamento dei solai in legno dalla muratura).

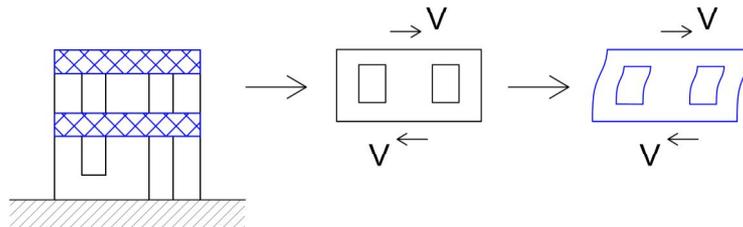
4.4.6. Meccanismo Resistente di una parete di taglio (o di controvento)

Si definiscono:

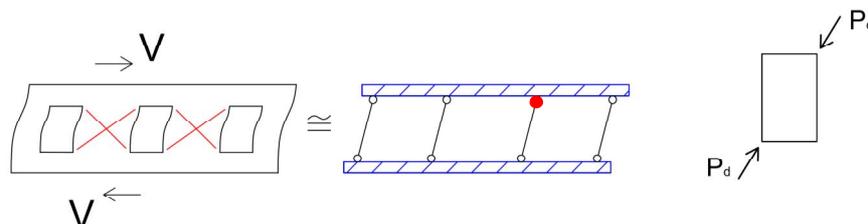
- “maschi murari” le porzioni di muratura comprese fra due finestre, che piano per piano lavorano in parallelo:
- “fascia di piano” la fascia continua compresa fra il sopra ed il sotto finestra di ciascun piano.



Se la parete di taglio presenta una fascia di piano sufficientemente rigida, tale da garantire il funzionamento in parallelo degli elementi murari, è possibile individuare a ciascun livello un meccanismo resistente in cui la cellula elementare è l'interpiano.



In queste ipotesi, analizzando la singola “cellula” si può in genere osservare che il collasso avviene per rottura dei maschi con un meccanismo caratterizzato dalla formazione di cerniere plastiche negli stessi.

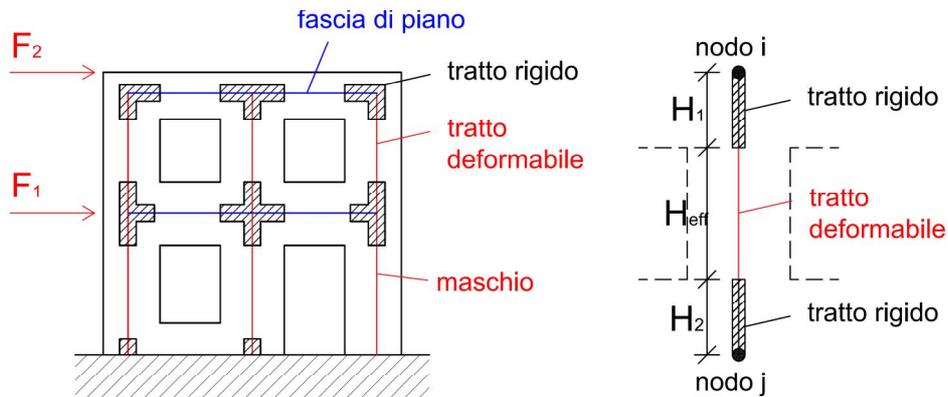


In questo caso, ogni maschio risulta soggetto ad uno stato tensionale (sforzo di taglio) paragonabile a quello riprodotto in una prova diagonale, pertanto si possono applicare i criteri visti in precedenza.

Si raggiunge il collasso della parete quando si rompe il primo maschio murario.

4.5. Il Metodo a TELAIO EQUIVALENTE

Per le strutture di nuova realizzazione o per le strutture dove le fasce di piano siano poco rigide si deve condurre una verifica “elastica” assimilando la parete ad un sistema intelaiato.



Il metodo prevede una modellazione degli edifici in muratura a macroelementi: modello piano se si considera una sola parete, tridimensionale se si considera l'intero edificio.

In questa rappresentazione numerica la struttura viene schematizzata come un telaio equivalente costituito da:

- **elementi ad asse verticale:** pannelli di muratura ordinaria o armata, pilastri o setti in c.a.
- **elementi ad asse orizzontale:** travi di accoppiamento, fasce di piano, cordoli in c.a.

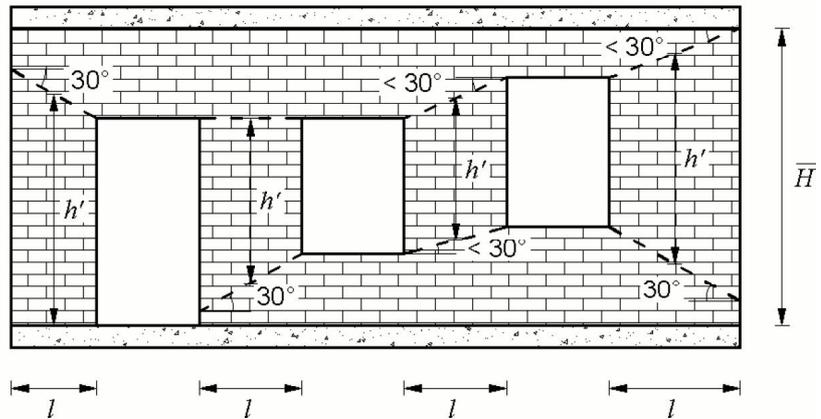
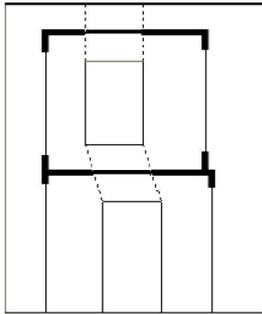
Tale schematizzazione risulta accettabile nel caso in cui la geometria delle pareti e la distribuzione delle aperture in esse presenti siano caratterizzate da una certa regolarità, in particolare per quel che riguarda l'allineamento delle aperture.

Ciascun elemento di telaio, a sviluppo verticale od orizzontale, è rappresentabile come un elemento “monodimensionale” mediante il suo asse baricentrico principale ed è delimitato da nodi solitamente posizionati alle intersezioni di questo con gli assi baricentrici degli elementi cui quell'elemento è collegato.

L'introduzione di tratti infinitamente rigidi (rigid offsets) di opportune dimensioni alle estremità degli elementi (maschio, cordolo e/o fascia), consente di modellare la ridotta deformabilità dei campi di muratura delimitati dalle aperture nella parete (nodi strutturali).

L'altezza della parte deformabile, o **altezza efficace del maschio H_{eff}** , deve essere definita in modo tale da tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo; essa può essere valutata in base alla relazione seguente, proposta da Dolce (1989), in funzione delle dimensioni geometriche del pannello e delle aperture:

$$H_{\text{eff}} = h' + \frac{l \cdot (H - h')}{3 \cdot h'} \leq H$$



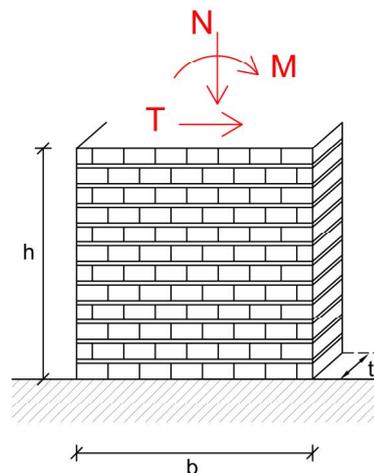
dove:

l è la lunghezza del pannello

H è l'altezza netta dell'interpiano

h' è un parametro convenzionale di altezza definito in base alla casistica riportata in figur

Effettuata l'analisi elastica sul sistema intelaiato spaziale della struttura, soggetta ad una distribuzione di forze orizzontali (sismiche o da vento), ciascun maschio murario risulta essere soggetto alle azioni N , M , T .



Le verifiche sul pannello devono essere effettuate secondo le Norme Tecniche-D.M. 14/01/2008.

(cioè secondo D.M. 20/11/1987 per gli edifici in muratura sotto l'azione dei carichi verticali e del vento, e secondo l'O.P.C.M. 3274/2003 e succ. modifiche per gli edifici in muratura sotto l'azione dei carichi sismici).

Accanto alle verifiche sui maschi murari occorre verificare anche le fasce di piano.

4.6. La verifica delle Murature (D.M. 14/01/2008 - D.M. 20/11/1987)

4.7.1. Azioni di calcolo

Le azioni sulla costruzione vengono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Le azioni di progetto sono quelle già esposte in forma generale al paragrafo 3.4, e qui riportate nella formulazione più usuale:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \Psi_i Q_{ik} \quad \text{SLU / SLE}$$

dove:

G_k	azioni permanenti	Q_{ik}	azioni variabili
γ_g	coefficiente parziale di sicurezza, che vale: 1,3 (1,5 - 1,0) per verifiche allo stato limite ultimo 1,0 per verifiche allo stato limite di esercizio		
γ_q	coefficiente parziale di sicurezza, che vale: 1,5 (0,0) per verifiche allo stato limite ultimo 1,0 per verifiche allo stato limite di esercizio		
Ψ_i	coefficienti di combinazione per i diversi scenari (SLU / SLE)		

4.7.2. Resistenza di calcolo e moduli di elasticità

La normativa italiana prescrive che la resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k debba essere determinata sperimentalmente.

Ammette però una deroga nel caso di murature costituite da elementi artificiali pieni o semipieni (o elementi naturali) con giunti di malta orizzontale e verticale. In tal caso, note le caratteristiche di resistenza degli elementi e della malta, si deduce la resistenza caratteristica a compressione dalle seguenti tabelle:

Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento f_{bk}	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	--

D.M. 14.01.2008

Nel caso di murature costituite da [elementi naturali](#) si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento pari a:

$$f_{bk} = 0.75f_{bm}$$

dove

f_{bm} è la resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata.

Valori di f_k per murature in [elementi naturali di pietra squadrata](#) (valori in N/mm²)

D.M. 14.01.2008

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento f_{bk}	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2.5
2.0	1.0	1.0	1.0	1.0
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	--

Facendo riferimento alla classificazione delle malte secondo il [D.M. 20/11/1987](#) si ha:

Valore della f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄
N/mm ² Kg/cm ²	N/mm ² Kg/cm ²	N/mm ² Kg/cm ²	N/mm ² Kg/cm ²	N/mm ² Kg/cm ²
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	—

Valore della f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄
N/mm ² Kg/cm ²	N/mm ² Kg/cm ²	N/mm ² Kg/cm ²	N/mm ² Kg/cm ²	N/mm ² Kg/cm ²
1.5	1.0	1.0	1.0	1.0
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	—

La **resistenza caratteristica a taglio f_{vk}** in presenza di tensioni di compressione è così definita:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n$$

dove

f_{vk0} è la resistenza a taglio in assenza di tensioni normali;

σ_n è la tensione normale dovuta ai carichi verticali agente sulla sezione di verifica

Nel caso di elementi artificiali deve essere: $f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 1.4f_{bk}$

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

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Classe di malta	f_{vk0} (N/mm^2)
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

In assenza di prove sperimentali, la **resistenza a taglio della muratura f_{vk0} in assenza delle tensioni normali**, può essere dedotta dalla resistenza a compressione f_{bk} , secondo la precedente tabella.

Le resistenze di progetto si ottengono attraverso la nota relazione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

con γ_m pari a:

$\gamma_m = 5$ verifica alle Tensioni Ammissibili

$\gamma_m = 3$ verifica agli S.L.U. (comb. non sismica)

$\gamma_m = 2$ verifica agli S.L.V. (comb sismica)

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità, il D.M. 14/01/2008 e D.M. 20/11/1987 considerano i seguenti **moduli elastici secanti** ai fini delle analisi e delle verifiche di sicurezza:

- modulo di elasticità normale secante

$$E = 1000 f_k$$

- modulo di elasticità tangenziale secante

$$G = 0.4 E$$

4.7.3. Le verifiche agli Stati Limite Ultimi (D.M. 14/01/2008)

Le verifiche sono condotte nell'ipotesi che le sezioni piane restino tali e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Ogni setto murario può essere verificato allo stato limite ultimo, o alle tensioni, per le seguenti condizioni di carico:

- pressoflessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano);
- pressoflessione per azioni nel piano;
- taglio per azioni nel piano;
- carichi concentrati.

Inoltre, vanno eseguite le verifiche di resistenza delle travi in muratura, ossia le fasce di piano, il cui collasso pregiudica la risposta dell'intero edificio tanto quanto il collasso di un maschio murario.

4.7.4. Eccentricità dei carichi

Convenzionalmente le sollecitazioni sui muri e sui solai vengono valutate assimilando la muratura quale semplice appoggio per i solai. In questo caso i carichi verticali agenti sui ciascun maschio NON risultano in generale applicati nel baricentro della sezione, ma presentano ciascuno una certa eccentricità. A queste si aggiunge l'eccentricità longitudinale, dovuta all'azione orizzontale nel piano della muratura.

Tali eccentricità vengono convenzionalmente classificate e determinate secondo il seguente schema:

- eccentricità totale dei carichi verticali e_s ;
- eccentricità dovute a tolleranze di esecuzione e_a ;
- eccentricità dovuta ad azioni orizzontali agenti in direzione normale al piano del muro e_v ;
- eccentricità dovuta ad azioni orizzontali agenti nel piano del muro e_b .

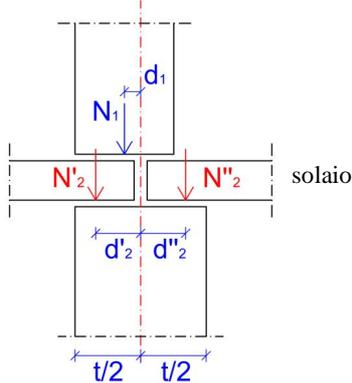
a) eccentricità totale dei carichi verticali e_s

Questa eccentricità riguarda il carico verticale trasmesso dal solaio appoggiato direttamente sopra il maschio in esame ed il carico verticale proveniente dalla muratura del piano superiore. Dipende dalle caratteristiche geometriche della muratura e dalla distribuzione del carico derivante dall'appoggio del solaio.

$$e_s = e_{s1} + e_{s2}$$

dove:

- e_{s1} è dovuta all'eventuale posizione eccentricità del muro del piano superiore rispetto al piano medio del muro in oggetto;
 e_{s2} eccentricità della reazione di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di verifica;



$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}$$

$$e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

dove:

- N_1 è il carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;
 N_2 è la reazione di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di muro da verificare;
 d_1 è l'eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;
 d_2 è l'eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare.

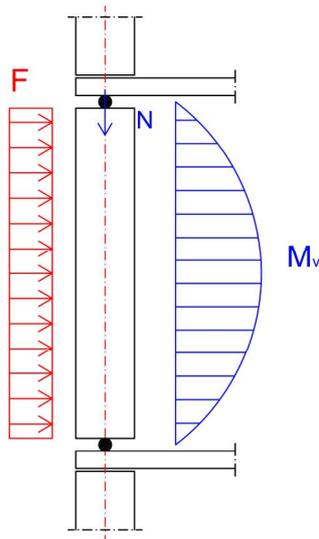
Tali eccentricità sono da considerarsi positive o negative a seconda che diano luogo a momenti con verso orario o antiorario.

b) eccentricità dovute a tolleranze di esecuzione e_a

L'eccentricità accidentale e_a considera le eventuali imperfezioni nella realizzazione degli edifici in muratura e viene assunta forfettariamente pari a :

$$e_a = \frac{h}{200}$$

con h altezza interna di piano.

c) eccentricità dovuta ad azioni orizzontali agenti in direzione normale al piano del muro e_v 

Tale eccentricità si valuta come:

$$e_v = \frac{M_v}{N}$$

dove:

M_v è il massimo momento flettente dovuto all'azione ortogonale al piano;

N è lo sforzo normale totale presente nella sezione di verifica;

In questa circostanza, il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali se questi hanno interasse minore di 6 metri.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due seguenti espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a$$

$$e_2 = |e_v| + \frac{e_1}{2}$$

Il valore di e_1 è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità.

Il valore di e_2 è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di M_v .

L'eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore ad e_a .

In ogni caso deve risultare:

$$e_1 \leq 0.33 \cdot t$$

$$e_2 \leq 0.33 \cdot t$$

I valori delle eccentricità così ricavate sono utilizzati per la valutazione del coefficiente di riduzione della resistenza ϕ (vedi § 4.7.5.).

d) eccentricità dovuta ad azioni orizzontali agenti nel piano del muro e_b

L'eccentricità dovuta ad una presso-flessione nel piano della parete si valuta come:

$$e_b = \frac{M_b}{N}$$

dove:

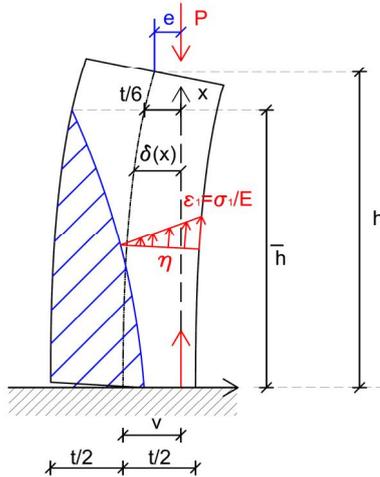
M_b è il massimo momento flettente nel piano della muratura dovuto all'azione orizzontale agente nel piano stesso;

N è lo sforzo normale totale presente nella sezione di verifica;

4.7.5. Pressoflessione per carichi laterali (fuori dal piano del muro) – coefficiente di riduzione ϕ

Un elemento murario è sottoposto a presso flessione ogni qualvolta lo sforzo normale N agente non è centrato nel baricentro della sezione del maschio murario, ma presenta una eccentricità e.

La presenza di tale eccentricità e gli effetti del secondo ordine comporta una riduzione di resistenza del pannello: la muratura possiede una ridotta resistenza a trazione e quindi le sezioni risultano parzializzate.



Si consideri un maschio murario sollecitato fuori piano:

$0 \leq x \leq \bar{h}$ (sezione fessurata)

$\bar{h} \leq x \leq h$ (sezione totalmente reagente)

In zona non fessurata si ha $EJ\delta'' = -P \cdot \delta$

In zona fessurata si ha $\delta'' = \frac{\epsilon_1}{\eta}$ (curvatura)

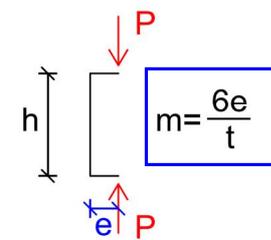
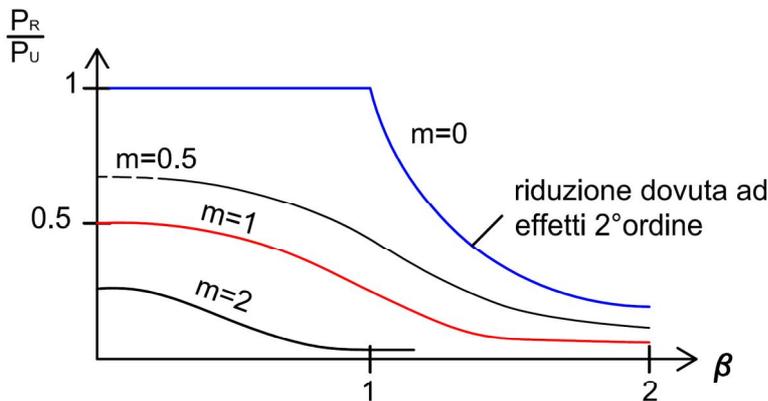
con $\epsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E}$ $\sigma_1 = \frac{2P}{b \cdot \eta}$ $\eta = 3\left(\frac{t}{2} - \delta\right)$

In questo caso l'eq. della linea elastica diventa:

$$EJ\delta'' + \frac{2Pt^3}{27(t-2\delta)^2} = 0$$

Assumendo le condizioni al contorno $\delta(h) = e$ $\delta(0) = v$ $\delta'(0) = 0$ si può risolvere il problema dovuto alla presso-flessione per materiale non resistente a trazione.

Il problema è stato risolto da Sahlin (1971) che ha proposto dei grafici variabili con un coefficiente m:



$$\beta = \frac{h}{b} \left(\sqrt{\frac{\sigma_u}{E}} \right)$$

$\sigma_u =$ tensione ultima a compressione

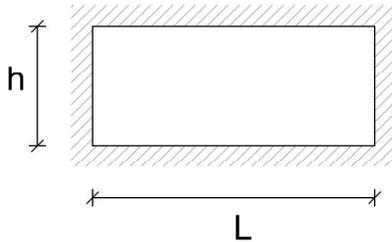
Se indichiamo con $P_u = \sigma_u b t$ capacità portante ultima dell'elemento a carico centrato

si ha $P_R = \phi P_u$ capacità portante ultima a presso flessione dell'elemento

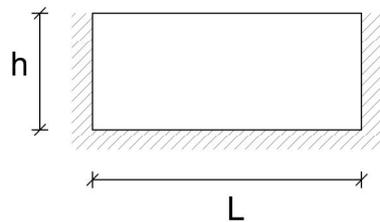
$\phi = \phi(\lambda, m)$ detto coefficiente di riduzione

con: $\lambda = \rho \frac{h}{t}$ snellezza convenzionale della parete
 deve risultare $\lambda \leq 20$

ρ = coeff. di vincolo per la parete



$\frac{h}{L} \geq 2$	$\rho=0.45$	$\frac{h}{L} = 1$	$\rho=0.71$
$\frac{h}{L} = \frac{2}{3}$	$\rho=0.83$	$\frac{h}{L} \leq 0.5$	$\rho=1.00$



$\frac{h}{L} \geq 4$	$\rho=0.60$	$\frac{h}{L} = 2$	$\rho=0.83$
$\frac{h}{L} = 1$	$\rho=0.95$	$\frac{h}{L} \leq 0.5$	$\rho=1.00$

Il coefficiente di riduzione per le resistenze della muratura ϕ , dipende quindi anche dalla condizione di vincolo della parete alle sue estremità.

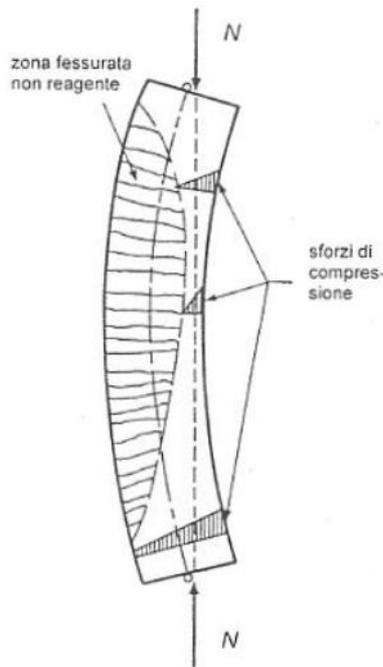
Nel caso di parete incernierata si ha (D.M. 14/01/2008):

Snellezza h_0/t	Coefficiente di eccentricità $m = 6e/t$				
	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.15
15	0.69	0.48	0.32	0.17	--
20	0.53	0.36	0.23	--	--

Per valori non contemplati nella tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Le tabelle ed il procedimento risultano valide anche per l'effetto dovuto alla eccentricità longitudinale dovuta a carichi orizzontali o in generale ad una pressoflessione nel piano della parete. In tal caso la grandezza "t" va sostituita con la lunghezza della parete "b", e viceversa.

La verifica secondo il D.M. 14/01/2008 consiste nel confronto fra l'azione assiale sollecitante e quella resistente, ridotta per tener conto delle eccentricità:



$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \Phi_t \cdot f_d \cdot A$$

dove:

N_{Sd} è l'azione assiale sollecitante di progetto;

N_{Rd} è la forza assiale resistente di progetto;

Φ_t è il coefficiente di riduzione della resistenza, che tiene conto dell'eccentricità trasversale dei carichi e della snellezza della parete;

f_d è la resistenza di progetto a compressione;

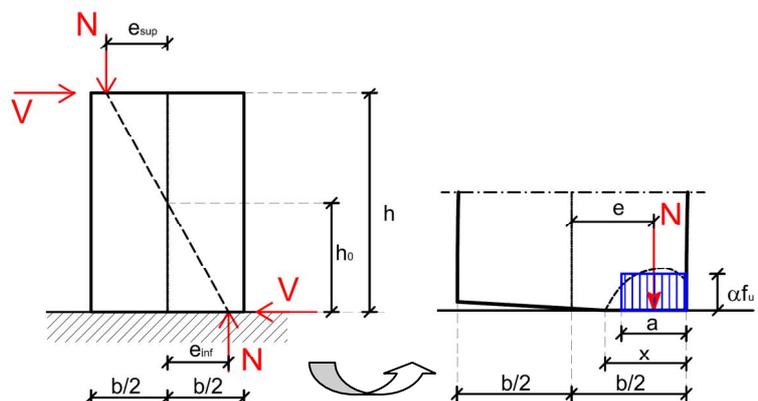
A è l'area trasversale della parete nella sezione di verifica.

4.7.6. Pressoflessione per azioni nel piano del muro

Diversamente dalle precedenti normative, la verifica a pressoflessione nel piano del muro consiste nell'accertarsi che la resistenza a flessione di progetto M_{Rd} sia superiore al momento flettente sollecitante M_{Sd} che va ad impegnare la sezione di verifica.

La condizione di rottura a pressoflessione è associata allo schiacciamento della muratura al lembo compresso; inoltre, se il carico assiale è basso, si hanno ampie fessure flessionali e la muratura tende a sviluppare un cinematismo di ribaltamento simile a quello di un corpo rigido.

Per semplificare l'espressione del momento resistente si può utilizzare lo "stress block" per definire il diagramma delle compressioni, analogamente a quanto si suole fare con le sezioni in cemento armato.



Scriviamo le equazioni di equilibrio:

$$\begin{cases} N_{Sd} = \alpha \cdot f_d \cdot a \cdot t & \text{(equilibrio alla traslazione verticale)} \\ M_{Rd} = N_{Sd} \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} \right) & \text{(equilibrio alla rotazione)} \end{cases}$$

Dal sistema di equazioni si ha:

$$\begin{aligned} a &= \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot t \cdot f_d} & \sigma_0 &= \frac{N_{Sd}}{A} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot t} & a &= 0.8x \\ M_{Rd} &= N_{Sd} \left(\frac{b}{2} - \frac{1}{2} \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot t \cdot f_d} \right) = \frac{N_{Sd} \cdot b}{2} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot b \cdot t \cdot f_d} \right) \\ M_{Rd} &= \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right) \end{aligned}$$

Il corrispondente valore del taglio massimo è ricavato dall'equilibrio alla rotazione:

$$\begin{aligned} V \cdot h_0 &= N_{Sd} \cdot e_{inf} = M_{Rd} \\ V &= \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2 \cdot h_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right) \end{aligned}$$

La normativa ([D.M. 14/01/2008](#)) prevede la seguente espressione per la verifica:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \frac{t \cdot b^2}{2} \frac{N_{Sd}}{A} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{A \cdot \alpha \cdot f_d} \right)$$

dove:

- M_{Sd} è il momento flettente sollecitante di progetto;
- M_{Rd} è il momento resistente di progetto;
- N_{Sd} è l'azione assiale sollecitante di progetto;
- t è lo spessore della parete;
- b è la lunghezza complessiva della parete;
- f_d è la resistenza di progetto a compressione;
- A è l'area trasversale della parete nella sezione di verifica;
- α è un coefficiente che tiene conto del riempimento del diagramma delle tensioni nella sezione reagente. Comunque deve essere $\alpha \leq 0.85$.

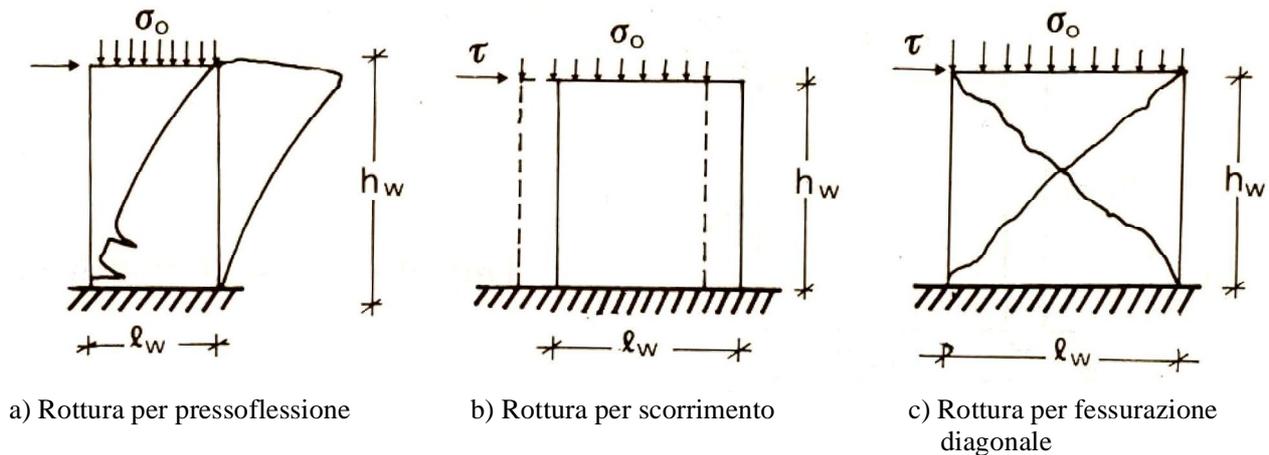
Attraverso l'espressione proposta è possibile tracciare un dominio di interazione fra il M_{Rd} e N_{Sd} : si osserva che la resistenza a flessione dapprima aumenta all'aumentare dello sforzo normale applica, per poi decrescere nuovamente.

4.7.7. Taglio per azioni nel piano

Le modalità di rottura di un pannello murario dipendono sia dalle sue dimensioni che dal carico applicato, e si distinguono in

- **Rottura per pressoflessione** $V_{Rd,p}$ (si verifica per valori di $h/b > 2$ – elementi snelli)
- **Rottura per scorrimento** $V_{Rd,s}$ (si verifica per bassi valori dell'azione assiale)
- **Rottura per fessurazione diagonale** $V_{Rd,f}$ (si verifica per valori di $h/b < 1.5$ – elementi tozzi)

Il taglio resistente risulta pari a: $V_{Rd} = \min (V_{Rd,p}; V_{Rd,s}; V_{Rd,f})$



Rottura per pressoflessione

Nel caso di rottura per pressoflessione, il valore resistente del taglio V_{Rd} è definito dalla condizione di schiacciamento della muratura compressa alla base inferiore del pannello, secondo quanto già visto al § 4.7.6.:

$$V_{Rd,p} \cdot h_0 = N_{Sd} \cdot e_{inf} = M_{Rd}$$

$$V_{Rd,p} = \frac{N_{Sd} \cdot b}{2h_0} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot b \cdot t \cdot f_d} \right) = \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2 \cdot h_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right)$$

dove:

- N_{Sd} è l'azione assiale sollecitante di progetto;
- t è lo spessore della parete;
- b è la lunghezza complessiva della parete;
- f_d è la resistenza di progetto a compressione;
- h_0 altezza del punto in cui si annulla il momento (vedi figura al § 4.7.6.) ;
- α è un coefficiente che tiene conto del riempimento del diagramma delle tensioni nella sezione reagente. Comunque deve essere $\alpha \leq 0.85$.

Rottura per scorrimento

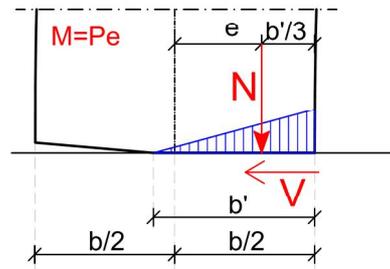
Nel caso in cui il carico verticale sia basso, si può verificare la rottura per scorrimento nei giunti di malta assumendo un comportamento del materiale “alla Coulomb”

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_0$$

Le più recenti normative fanno riferimento a questo modello valutando la resistenza della muratura come prodotto della resistenza unitaria per l'area reagente del muro (zona compressa)

$$b' = \left(\frac{3}{2} - \frac{3e}{b} \right) b \quad e = \frac{V \cdot h_0}{P} \quad \sigma_0 = \frac{P}{b \cdot t}$$

$$V = f_{vd} b' \cdot t = \left[\left(\frac{3}{2} - \frac{3Vh_0}{Pb} \right) f_{vk0} + 0.4\sigma_0 \right] \frac{b \cdot t}{\gamma_m}$$



$$V_{Rd,s} = \frac{1.5f_{vk0} + 0.4\sigma_0}{1 + \frac{3h_0}{b\sigma_0}} \frac{b \cdot t}{\gamma_m}$$

La normativa (D.M. 14/01/2008) prevede in questo caso la seguente espressione per la verifica:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,s} = \beta \cdot A \cdot f_{vd}$$

dove:

V_{sd} è la forza tagliante di progetto;

$V_{Rd,s}$ è la forza resistente a taglio di progetto per scorrimento;

A è l'area trasversale della parete nella sezione di verifica;

f_{vd} è la resistenza di progetto a taglio;

β è il coefficiente di parzializzazione della sezione della parete generata dal momento esterno M_{sd} , dipendente quindi dall'eccentricità $e_b = M_{sd}/N_{sd}$.

In accordo con il D.M. 20/11/1987, vale:

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{se } \frac{6e_b}{b} \leq 1 \\ \frac{3}{2} - \frac{3e_b}{b} & \text{se } 1 < \frac{6e_b}{b} \leq 1.3 \end{cases}$$

Rottura per fessurazione diagonale (O.P.C.M. 3274/2003)

Si ipotizza che la rottura per taglio avvenga quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge il valore limite, assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura secondo la relazione proposta da Turnsek e Cacovic (1971)

$$V_{Rd,f} = b \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = b \cdot t \frac{f_{td}}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

dove:

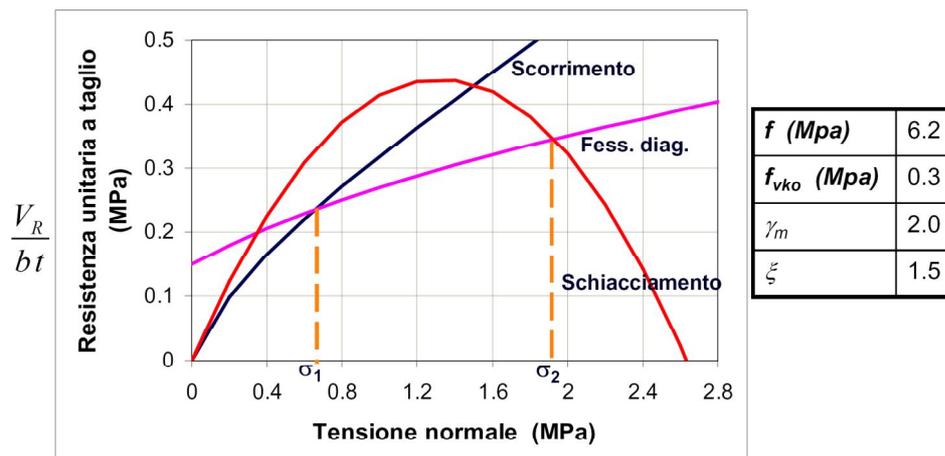
$V_{Rd,f}$ è la forza resistente a taglio di progetto per fessurazione diagonale;

f_{td} è la resistenza di progetto resistenza a trazione per fessurazione diagonale ($f_{td} = 1.5\tau_{0d}$);

τ_{0d} è la corrispondente resistenza a tagli di riferimento della muratura, pari a f_{vd0} ;

ξ è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere:

$$\xi = \begin{cases} 1.0 & \text{se } \frac{h}{b} \leq 1.0 \\ \frac{h}{b} & \text{se } 1.0 < \frac{h}{b} < 1.5 \\ 1.5 & \text{se } \frac{h}{b} \geq 1.5 \end{cases}$$

Dominio $\tau - \sigma$ 

La resistenza a taglio è governata da:

- meccanismo per scorrimento per $\sigma \leq \sigma_1$
- meccanismo per fessurazione diagonale per $\sigma_1 \leq \sigma \leq \sigma_2$
- meccanismo per schiacciamento per $\sigma > \sigma_2$

In realtà la fessurazione diagonale secondo il meccanismo di Turnsek-Cacovic si verifica solo per murature con tessitura non regolare (edifici esistenti in pietrame)

4.7.8. Carichi concentrati

È una verifica non prevista nelle precedenti normative; essa consiste nel controllare che il valore di progetto del carico concentrato sia inferiore alla corrispondente resistenza:

$$N_{sdc} \leq N_{Rdc} = \beta_c \cdot A_c \cdot f_d$$

dove:

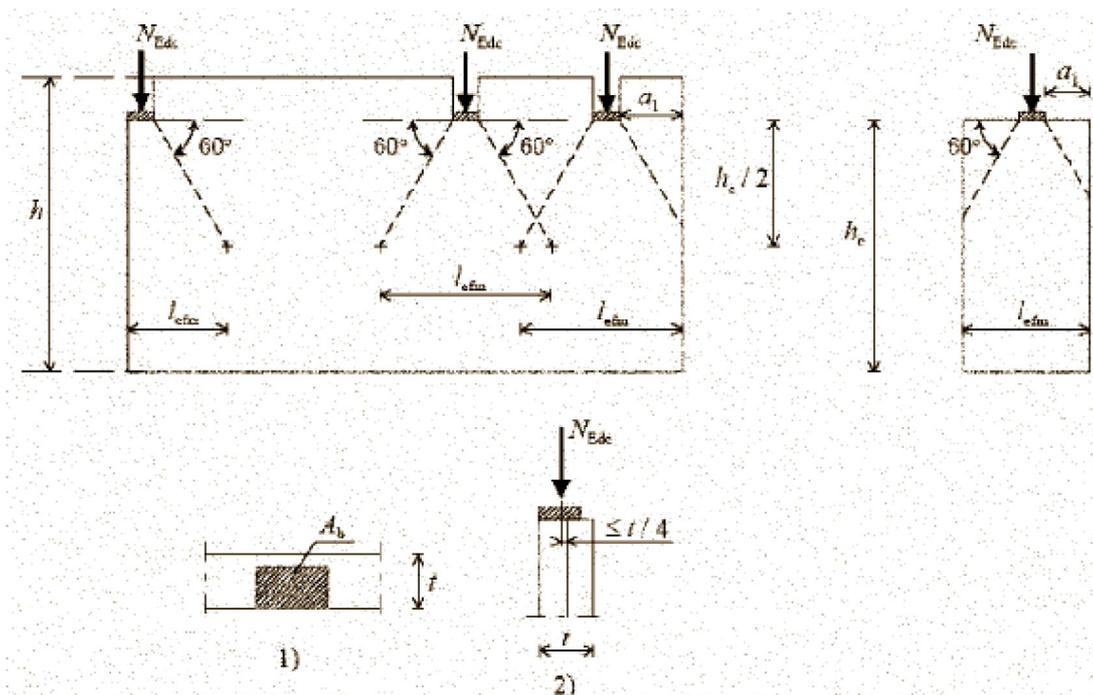
- N_{Sdc} è il carico concentrato di progetto;
- N_{Rdc} è la resistenza di progetto nei confronti dei carichi concentrati;
- A_c è l'area di appoggio;
- f_d è la resistenza di progetto a compressione;
- β_c è coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura come di seguito indicato:

Per elementi resistenti di classe 1, secondo D.M. 14/09/2005 §11.9, vale

$$\beta_c = \left(1 + 0.3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1.5 - 1.1 \frac{A_c}{A_{eff}} \right) \quad \text{e comunque } 1 \leq \beta_c \leq \begin{cases} 1.5 \\ 1.25 + \frac{a_1}{2h_c} \end{cases}$$

- a_1 è la minima distanza fra l'estremo dell'appoggio ed il termine della parete;
- h_c è l'altezza del muro a livello dell'appoggio;
- A_{eff} è l'area efficace dell'appoggio, pari a $l_{eff}t$;

- l_{eff} è la lunghezza efficace dell'appoggio, valutata come in figura e comunque $l_{eff} \leq 2.2 A_c/t$;
- t è lo spessore del muro;
- Se gli elementi non sono di classe 1 si assume $\beta_c = 1.0$



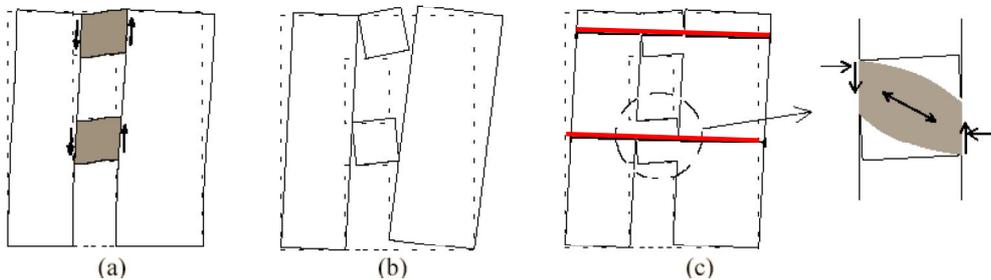
4.7.9. Verifica delle Fasce di piano - Travi in muratura

La **funzione strutturale delle fasce di piano** è tutt'altro che secondaria in quanto forniscono un apprezzabile grado di accoppiamento fra i maschi murari e influenzano pertanto il comportamento globale della parete multipiano in muratura portante.

Lo stato di sollecitazione generato dall'azione orizzontale in una fascia di piano è analogo a quello riportato nella figura seguente.

Il comportamento meccanico di una fascia potrebbe essere studiato analogamente a quello di un maschio, tenendo però presente alcune differenze importanti:

- nel caso di murature regolari (ad es. murature di mattoni o a conci squadrate e regolari) l'orientamento dei letti di malta è parallelo all'asse dell'elemento, che è orizzontale;
- l'azione assiale (risultante di compressione parallela all'asse orizzontale) dovuta ai soli carichi da gravità è solitamente bassa se non nulla.



L'accoppiamento che può essere fornito dalle fasce è principalmente funzione della compressione a cui esse sono soggette in direzione orizzontale. Solo questa compressione infatti fornisce la resistenza "flessionale" che impedisce l'attivazione del meccanismo di ribaltamento riportato in figura.

In assenza di sforzo normale, le traverse tendono a ruotare rigidamente e ad allontanare fra loro i montanti verticali stravolgendo completamente il regime statico.

Infatti in assenza di compressione il momento resistente ed il taglio resistente associato risultano nulli:

$$\text{se } P = 0 \quad \sigma_0 = \frac{P}{b \cdot t} = 0 \quad M_{Rd} = \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right) = 0$$

$$V_{Rd} = \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2 \cdot h_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right) = 0$$

E' quindi indispensabile la presenza di tiranti orizzontali in grado di contrastare il "rocking" delle traverse. La capacità portante delle traverse per flessione e taglio è quindi strettamente legata alle dimensioni del tirante orizzontale (cordoli, tiranti, ecc.)

La presenza dei tiranti, opponendosi a questo allontanamento dei maschi generano un incremento di compressione negli elementi di accoppiamento, che aumenta la resistenza a taglio-flessione; si instaura un meccanismo a puntone inclinato simile a quello dei maschi verticali soggetti a pressoflessione.

Verifica a pressoflessione

- a) Se attraverso l'analisi della struttura risultano note le caratteristiche delle sollecitazioni sull'elemento in termini di N, M e V, si procede analogamente a quanto visto per i maschi murari.
- b) Nel caso in cui l'azione assiale non sia nota, ma esistono elementi orizzontali in grado di resistere a trazione, ossia fornire una compressione alla muratura (tiranti o cordoli in c.a.), la resistenza a pressoflessione può essere determinata in base alla:

$$M_{Rd} = \frac{H_p \cdot h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

dove:

- H_p è il minimo fra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$;
- f_{hd} è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale;
- h è l'altezza della fascia di piano;
- t è lo spessore della fascia di piano.

- c) In alternativa si può fare il seguente ragionamento:

si determina la forza assiale minima P_{min} che deve essere garantita dal tirante orizzontale affinché la traversa sia in grado di resistere al momento agente di calcolo M_{sd}

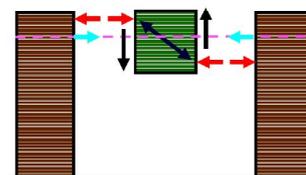
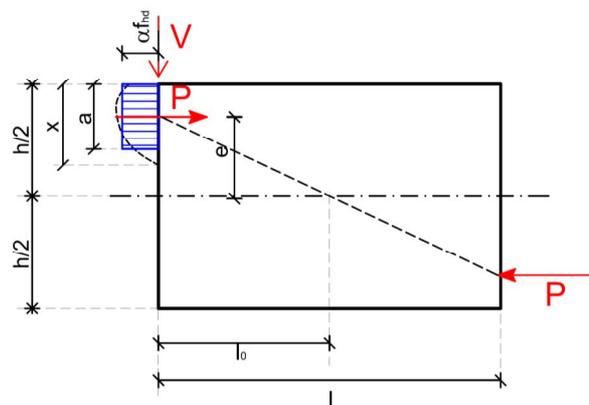
$$\begin{cases} M_{Sd} = \alpha \cdot f_{hd} \cdot a \cdot t \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ P_{min} = \alpha \cdot f_{hd} \cdot a \cdot t \end{cases} \rightarrow a = \frac{P_{min}}{\alpha \cdot f_{hd} \cdot t}$$

con $\alpha = 0.85$ e $a = 0.8x$

sostituendo a in M_{sd}

$$M_{Sd} = \frac{P_{min}}{2} \left(h - \frac{P_{min}}{\alpha \cdot f_{hd} \cdot t} \right)$$

$$P_{min} = \frac{\alpha \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{hd} \cdot h^2 \cdot t}} \right)$$



Verifica a taglio

Il valore della resistenza a taglio della trave in muratura ordinaria sarà pari al valore minimo dei seguenti 4 meccanismi:

- Rottura a taglio puro $V_{Rd,t}$
- Rottura per pressoflessione $V_{Rd,p}$
- Rottura per scorrimento $V_{Rd,s}$
- Rottura per fessurazione diagonale $V_{Rd,f}$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,i})$$

Rottura a taglio puro

La resistenza a taglio $V_{Rd,t}$ di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_{Rd,t} = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

dove:

- f_{vd0} è la resistenza a taglio di progetto in assenza di compressione;
- h è l'altezza della fascia di piano;
- t è lo spessore della fascia di piano.

Rottura per pressoflessione

La resistenza a taglio $V_{Rd,p}$ di travi di accoppiamento in muratura ordinaria associata al collasso per pressoflessione, può essere calcolata secondo come

$$V_{Rd,p} = \frac{2M_{Rd}}{l} \quad \text{con} \quad M_{Rd} = \frac{H_p \cdot h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

dove:

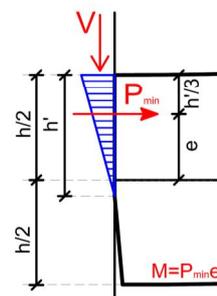
- M_{Rd} è il momento resistente di progetto a pressoflessione;
- l è la luce libera della fascia di piano / trave in muratura;

Rottura per scorrimento (alla Coulomb)

Analogamente al maschio murario con $N = P_{\min}$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.5f_{vk0} + 0.4\sigma_0}{1 + \frac{3l_0 \cdot f_{vk0}}{h\sigma_0} \gamma_m} \frac{h \cdot t}{\gamma_m}$$

$$\sigma_0 = \frac{P_{\min}}{h \cdot t}$$



Rottura per fessurazione diagonale

Si ipotizza che la rottura per taglio secondo la relazione proposta da Turnsek e Cacovic (1971)

$$V_{Rd,f} = h \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = h \cdot t \frac{f_{td}}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad \sigma_0 = \frac{P_{min}}{h \cdot t}$$

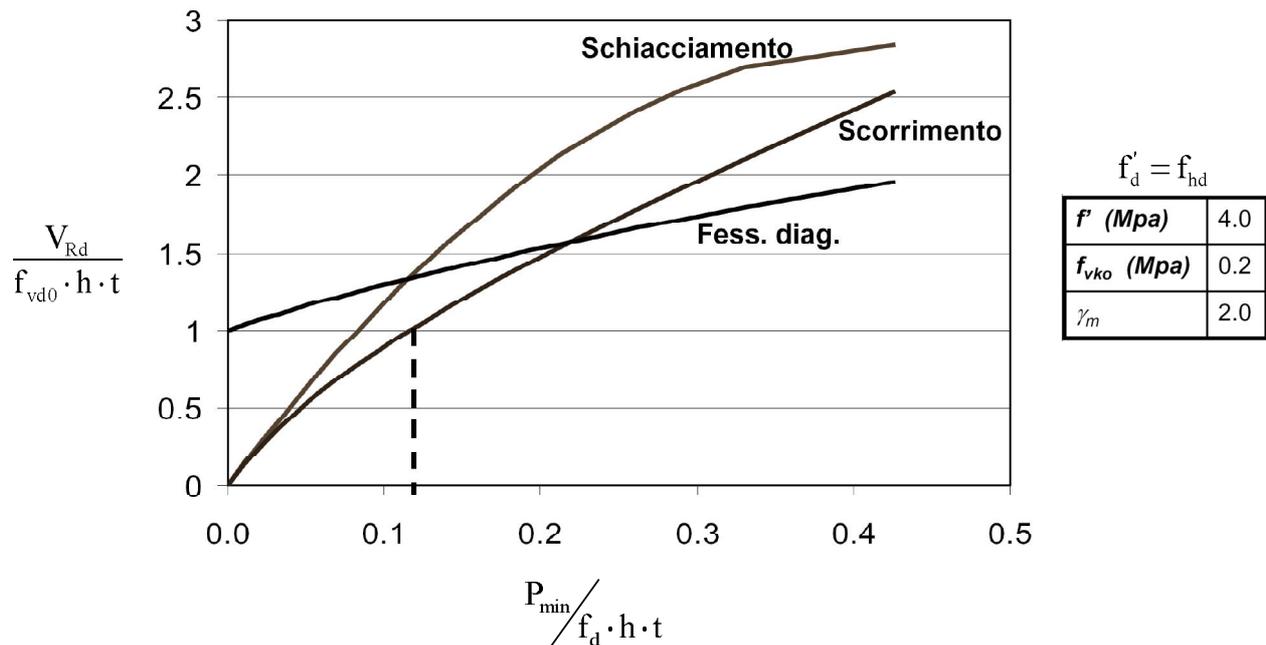
dove:

- $V_{Rd,f}$ è la forza resistente a taglio di progetto per fessurazione diagonale;
- f_{td} è la resistenza di progetto resistenza a trazione per fessurazione diagonale ($f_{td} = 1.5\tau_{0d}$);
- τ_{0d} è la corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura, pari a f_{vd0} ;
- ξ è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere:

$$\xi = \begin{cases} 1.0 & \text{se } \frac{l}{h} \leq 1.0 \\ \frac{l}{h} & \text{se } 1.0 < \frac{l}{h} < 1.5 \\ 1.5 & \text{se } \frac{l}{h} \geq 1.5 \end{cases}$$

Diagramma di interazione Taglio – Carico assiale

Si possono rappresentare in un unico diagramma i 4 meccanismi in funzione del carico assiale P_{min} :



4.7.10. Le verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Le verifiche agli stati limite di esercizio dei setti murari possono essere omesse ad eccezione dei seguenti casi:

- necessità di limitazione dell'ampiezza delle lesioni. La verifica è condotta con la combinazione quasi permanente verificando, con l'ipotesi di resistenza nulla a trazione e distribuzione lineare delle tensioni, che le lesioni siano limitate allo spessore dell'intonaco.
- per edifici con numero di piani maggiore di 4 deve essere controllato lo spostamento di interpiano d_r , che, con la combinazione frequente, deve rispettare il seguente limite, dove h è l'altezza di interpiano:

$$d_r \leq 0.003 \cdot h$$

4.7.11. Prescrizioni normative

I Cordoli

La normativa richiama più volte la necessità di concepire l'edificio in muratura portante come una struttura tridimensionale – scatolare. A tal fine si devono garantire adeguati collegamenti fra le murature ed i solai, fra le murature stesse.

Il recente D.M. non riporta esplicitamente le caratteristiche dei cordoli come illustrato nei precedenti decreti, in quanto nel paragrafo delle costruzioni in muratura in zona sismica o nell'O.P.C.M. 3474/2003 tale argomento è sviluppato più diffusamente e con maggiori restrizioni.

Per le strutture in zona NON sismica, si può comunque far riferimento a quanto previsto nel D.M. 20/11/1987 e riassunto di seguito:

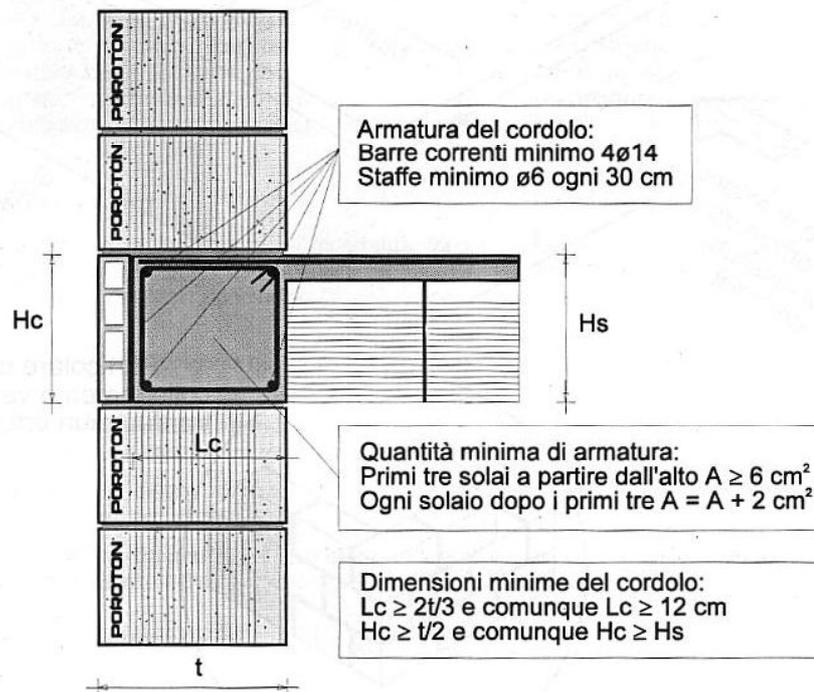
“In corrispondenza dei solai di piano e di copertura i cordoli si realizzeranno generalmente in cemento armato, di larghezza pari ad almeno 2/3 della muratura sottostante, e comunque non inferiore a 12 cm e di altezza almeno pari a quella del solaio e comunque non inferiore alla metà dello spessore del muro.

L'armatura minima dei cordoli sarà di almeno 6 cm² con diametro non inferiore a 12 mm.

... ..

Le staffe devono essere costituite da tondi di diametro non inferiore a 6 mm poste a distanza non superiore a 30 cm.....”

Le prescrizioni minime previste in zona NON sismica vengono meglio riassunte nello schema allegato:



Spessore minimo delle murature

Il D.M. 14/01/2008, in analogia al precedente D.M., riporta lo [spessore minimo delle murature](#) portante in funzione del tipo di elemento resistente utilizzato:

- | | |
|---|--------|
| - muratura in elementi resistenti artificiali pieni | 120 mm |
| - muratura in elementi resistenti artificiali semipieni | 200 mm |
| - muratura in elementi resistenti artificiali forati | 250 mm |
| - muratura di pietra squadrata | 240 mm |
| - muratura listata | 400 mm |
| - muratura di pietra non squadrata | 500 mm |

Ogni muro deve essere vincolato a muri ortogonali che possono anche svolgere la funzione di limitare fenomeni del secondo ordine.