

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA
PROVINCIA DI LUCCA



ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA
PROVINCIA DI MASSA CARRARA

Docenza: DIPARTIMENTO DI
INGEGNERIA STRUTTURALE,
UNIVERSITÀ DI PISA

Corso di Aggiornamento su gli Stati Limite e la Nuova Normativa Sismica

I^a parte: La verifica di sicurezza con il metodo degli Stati Limite
II^a parte: La nuova Normativa sismica di cui all'Ordinanza 3274

Direttori del Corso:
Prof. Ing. Raffaello BARTELLETTI
Prof. Ing. Stefano CARAMELLI

Prima parte

Lezione su:

“Stati limite nelle strutture in muratura”

Ing. Maria Luisa Beconcini

14 maggio 2004

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. 20/11/87 – Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.

O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. – Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.

Eurocodice 6 (marzo 2003) – Progettazione delle strutture in muratura – Parte 1-1: Regole comuni per strutture in muratura semplice e armata

Eurocodice 8 (dicembre 2003) – Progettazione delle strutture in zona sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

N.B.: Il presente testo contiene gli appunti tratti da una lezione; risulta pertanto incompleto e, probabilmente, non del tutto corretto.

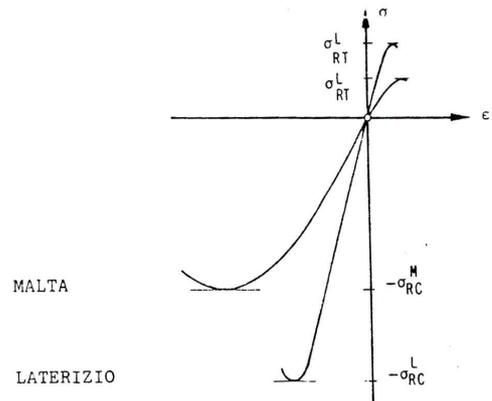
La muratura è un materiale composito ottenuto mediante la sovrapposizione di elementi resistenti - pietre naturali o squadrate, blocchi artificiali - regolarizzando le superficie di contatto fra gli elementi con un legante - malta, in genere di calce o cementizia.

COMPORAMENTO DEI MATERIALI COSTITUENTI

La figura mostra qualitativamente il comportamento della malta e del laterizio alla prova monoassiale di trazione-compressione.

Si evidenziano le seguenti proprietà:

- entrambi i materiali presentano una resistenza molto più elevata a compressione che a trazione;
- rispetto alla malta, il laterizio presenta tensioni di rottura e modulo elastico maggiori;
- il laterizio presenta una rottura fragile, mentre la malta presenta una rottura duttile, cioè caratterizzata da una fase di grandi deformazioni.



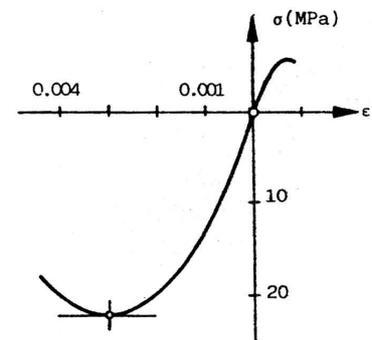
E' difficile quantificare queste proprietà data la grande variabilità delle caratteristiche sia delle malte che dei laterizi, che dipendono, oltre che dai materiali naturali di cui sono composti, anche dalle modalità di confezione.

COMPORAMENTO MECCANICO DELLA MURATURA

La muratura è un materiale composito i cui costituenti hanno caratteristiche meccaniche diverse.

Qualitativamente, il comportamento di una muratura (v. fig.) non si discosta da quello dei suoi componenti, ma in genere le caratteristiche meccaniche della muratura sono diverse da quelle dei costituenti essendo influenzate da molti fattori:

- resistenza dei mattoni
- geometria dei mattoni
- resistenza della malta
- caratteristiche deformative dei mattoni e della malta
- spessore dei giunti
- capacità di assorbimento d'acqua dei mattoni
- capacità di ritenzione d'acqua della malta
- aderenza tra malta e mattoni

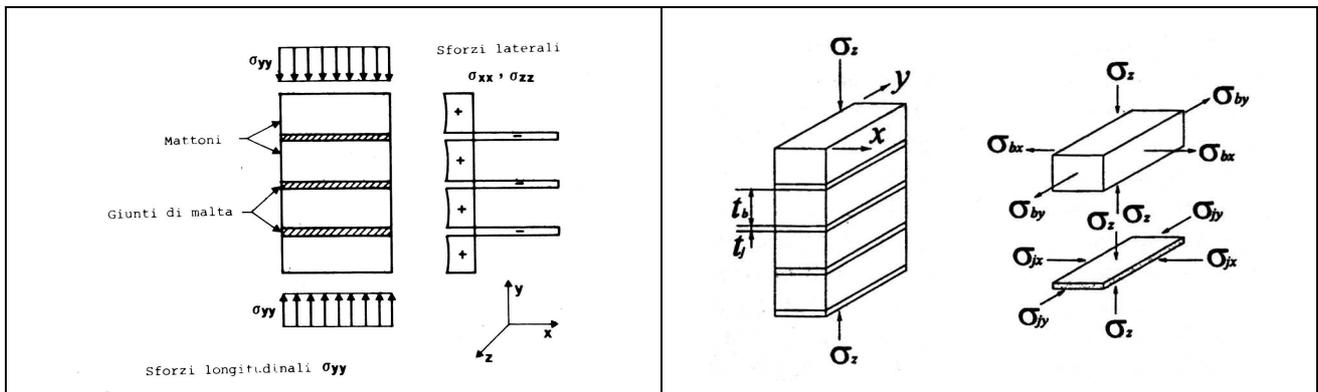


Contrariamente a quanto ci si potrebbe aspettare, le caratteristiche meccaniche non coincidono con quelle del costituente più debole.

Anzitutto, la diversa deformabilità di malta e laterizio origina la presenza di autotensioni che spesso concorrono a migliorare la resistenza globale.

Inoltre, la presenza di direzioni preferenziali (quella dei corsi di malta o dei fori se i laterizi sono forati) fa sì che la muratura sia un materiale fortemente anisotropo: la resistenza dipende pertanto dalla direzione dei carichi applicati.

COMPRESSIONE ASSIALE



Consideriamo una muratura soggetta a compressione assiale lungo la direzione y e perpendicolare ai letti di malta (v. fig.).

Poiché la malta ha un basso modulo elastico, la sua deformazione in direzione y sarà maggiore che non nel laterizio; conseguentemente la malta tende a espandersi anche lateralmente in misura maggiore che non il laterizio. Nel laterizio pertanto nascono tensioni di trazione nelle direzioni x e z mentre la malta risulta soggetta ad uno stato di compressione triassiale.

La presenza di tale stato di tensione nel laterizio spiega come nella muratura soggetta a compressione uniforme la crisi si manifesti generalmente con lo sviluppo di fessure da trazione parallele all'asse di carico, per valori dei carichi inferiori alla resistenza a compressione monoassiale del laterizio: infatti, le tensioni principali di trazione risultano avere valori maggiori che non nella prova sul singolo mattone.

D'altro canto, la rottura avviene per valori superiori ai limiti di resistenza a compressione monoassiale della malta: infatti, in quest'ultimo caso di carico, esistono tensioni principali di trazione mentre nella prova sulla muratura le tensioni principali nella malta sono tutte di compressione (effetto cerchiante).

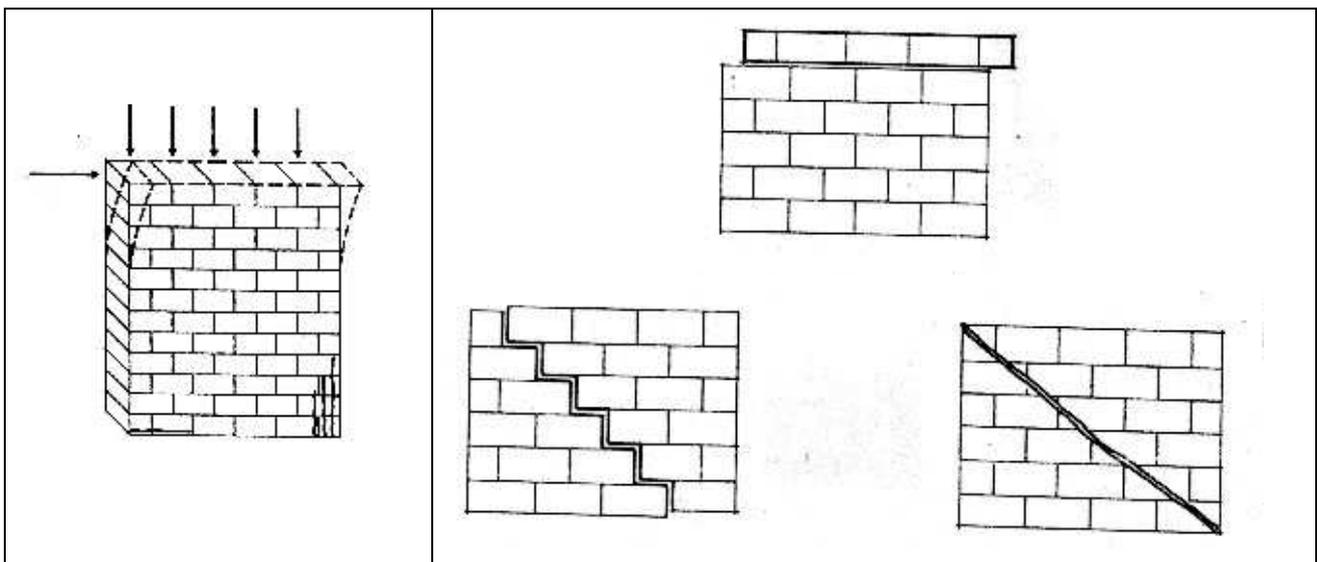
In definitiva, la resistenza a compressione della muratura di mattoni è di solito notevolmente inferiore alla resistenza nominale a compressione dei mattoni, mentre può essere molto più grande della resistenza cubica della malta.

L'importanza degli sforzi orizzontali sul comportamento a rottura della muratura è messa in evidenza dai risultati di prove effettuate su campioni in cui variava la natura del materiale costituente i giunti: l'interposizione di materiali più rigidi del laterizio dà luogo a resistenze maggiori di quella del laterizio -effetto cerchiante esercitato dal materiale più rigido sul laterizio- mentre in presenza di materiali molto deformabili la resistenza tende ad uguagliare quella del materiale più debole.

FLESSIONE E TAGLIO NEL PIANO

Se si analizza il comportamento di pannelli di muratura soggetti contemporaneamente a carichi verticali e carichi orizzontali diretti parallelamente al loro piano medio, si evidenzia che il collasso può manifestarsi secondo due diverse modalità:

- per flessione
- per taglio - scorrimento quando l'aderenza malta-mattoni è bassa, o fessurazione diagonale.



Nel primo caso si raggiunge la resistenza ultima a compressione al piede del pannello.

Nella rottura per taglio, il comportamento è notevolmente influenzato, oltre che dalle modalità di confezione, dal tipo di carico applicato, cioè dal rapporto fra lo sforzo tagliante e quello normale: infatti la presenza della compressione fa crescere il valore del taglio limite, grazie all'effetto cerchiante; inoltre, per intensità non troppo elevate, si ha anche un aumento della duttilità dovuto all'incremento della resistenza per attrito.

PROPRIETÀ MECCANICHE DELLA MURATURA

DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DELLE CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

Per murature nuove le caratteristiche meccaniche della muratura possono essere determinate sperimentalmente:

- resistenza a compressione – modulo elastico:
prova a compressione su muretti UNI EN 1052-1
- resistenza a taglio in assenza di compressione f_{vk0} :
prova di compressione diagonale UNI EN 1052-3

La resistenza a compressione viene determinata con prove su campioni di muratura soggetti a compressione nella direzione normale ai letti di malta. Da tali prove è possibile ricavare anche il modulo di elasticità normale.

La resistenza al taglio viene determinata eseguendo prove di compressione diagonale.

Le condizioni di carico del campione in questo tipo di prova sono molto più vicine a quelle di un pannello di muratura di tamponamento contenuto in un telaio di cemento armato: infatti, in questo caso il telaio ha il compito di sopportare i carichi verticali e la flessione generale mentre il muro ha funzione di diaframma e resistenza ai carichi orizzontali.

Questo tipo di prova comunque, essendo idonea ad essere unificata e più semplice a realizzarsi, è quella prescritta dalla normativa (All. 2, D.M. 20/11/87) per la determinazione sperimentale delle caratteristiche della muratura.

FORMULAZIONI EMPIRICHE

Anziché per via sperimentale, le caratteristiche meccaniche della muratura possono essere valutate tramite formulazioni empiriche che compendiano le evidenze sperimentali.

RESISTENZA CARATTERISTICA A COMPRESSIONE

Le formulazioni comunemente adottate compendiano le osservazioni sperimentali:

- la resistenza della muratura aumenta
 - con la resistenza della malta, in misura inferiore alla proporzionalità
 - con la resistenza degli elementi:
 - rapidamente se la malta è buona
 - lentamente se la malta è scarsa
- la resistenza della muratura diminuisce all'aumentare dello spessore dei giunti, tanto più quanto più è scarsa la qualità della malta

Esistono altri fattori di aleatorietà:

- ♦ tipo di connessione
- ♦ presenza dei giunti verticali
- ♦ riempimento dei giunti di malta

D.M.: la resistenza della muratura è tabellata in base alla resistenza degli elementi e della malta

$$EC6: \quad f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$$

$$\alpha = 0,7 \quad \beta = 0,3 \quad \text{malta normale o leggera}$$

$$\alpha = 0,85 \quad \beta = 0 \quad \text{giunti sottili (0,5,3 mm), mattoni pieni}$$

$$\alpha = 0,7 \quad \beta = 0 \quad \text{giunti sottili, mattoni semipieni e forati}$$

K (= 0,16÷0,8) dipende sia dal tipo di elementi che dal tipo di malta e spessore dei giunti

RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO

Le formulazioni della resistenza caratteristica a taglio tengono conto del meccanismo fondamentale di rottura per scorrimento (criterio di resistenza alla Coulomb):

D.M.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_n$$

EC6

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_n \quad \text{per giunti verticali riempiti}$$

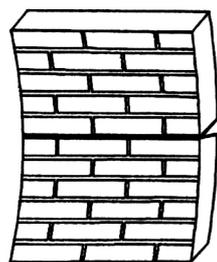
$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_n \quad \text{per giunti verticali non riempiti}$$

f_{vk0} si ricava sperimentalmente o si trova tabulata in funzione dei valori di resistenza dei componenti

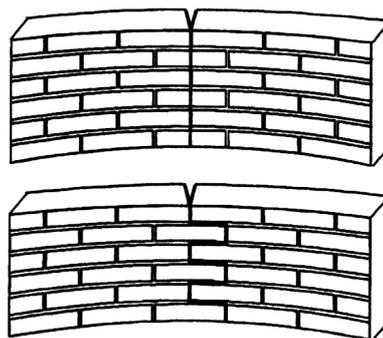
RESISTENZA CARATTERISTICA A FLESSIONE

Si considerano le due situazioni:

- ♦ piano di rottura parallelo ai giunti di malta
- ♦ piano di rottura perpendicolare ai giunti di malta



(a) plane of failure parallel to bed joints, f_{xk1}



(b) plane of failure perpendicular to bed joints, f_{xk2}

EC6: Le corrispondenti resistenze flessionali caratteristiche possono essere determinate sperimentalmente o attraverso tabelle.

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

La progettazione e la verifica delle strutture vengono generalmente effettuate nell'ambito di procedure codificate volte a conseguire un accettabile livello di sicurezza. In tali procedure si considerano congiuntamente i vari aspetti della progettazione - la modellazione strutturale, l'aleatorietà delle azioni e delle resistenze - secondo il criterio di limitare adeguatamente la probabilità che nella vita della costruzione si raggiungano condizioni indesiderate, i cosiddetti "stati limite".

Con minime probabilità si accettano gli stati limite ultimi che coinvolgono il collasso della struttura o di parti di essa, mentre maggiori probabilità sono accettabili per gli stati limite di esercizio.

Per quanto riguarda le azioni ed i materiali, i valori di probabilità accettabili si traducono nei coefficienti di sicurezza, che assumono valori diversi a seconda dello stato limite considerato.

Per quanto riguarda il materiale muratura, l'elevata dispersione delle caratteristiche meccaniche e dei valori di resistenza, legati alle modalità di esecuzione in cantiere, implica coefficienti di sicurezza notevolmente elevati.

Per le verifiche agli stati limite ultimi:

il D.M. indica un coefficiente γ_M pari a 3

l'EC6 indica valori diversi per γ_M a seconda:

- della categoria (I o II) degli elementi resistenti e della malta - funzione del controllo di produzione

- della classe di esecuzione della muratura – dipende dalla qualificazione e competenza del personale e dall'attuazione di efficaci controlli in cantiere

Materiale Muratura realizzata con		γ_M				
		Classe				
		1	2	3	4	5
A	Elementi di categoria I, malta a prestazione garantita	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Elementi di categoria I, malta a composizione garantita	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Elementi di categoria II, qualsiasi malta	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0

Per gli stati limite di esercizio, per i casi in cui sia necessario eseguire verifiche specifiche, l'EC6 indica un γ_M pari ad 1.

STATI LIMITE PER LA MURATURA

La progettazione agli stati limite delle strutture in muratura è basata sulle verifiche degli stati limite ultimi, degli stati limite di servizio e dei requisiti di durabilità.

Per quanto concerne la durabilità, il cap. 4 dell'EC6 fornisce indicazioni qualitative riguardanti le caratteristiche dei materiali e le disposizioni costruttive. Le indicazioni più rilevanti riguardano la muratura armata, in particolare la protezione delle armature dagli agenti aggressivi ambientali che deve essere garantita con copriferri di spessore adeguato e/o l'impiego di acciai protetti (zincati o inox), a seconda del grado di aggressività dell'ambiente.

Gli stati limite di servizio concernono essenzialmente la deformabilità delle strutture, con riguardo al danneggiamento delle finiture e degli elementi non strutturali, o alle eccessive vibrazioni.

Per le strutture in muratura semplice, in generale la verifica degli stati limite ultimi assicura che siano soddisfatte anche le condizioni limite di servizio per fessurazione e deformazione. Per cui non sono prescritti specifici controlli. Sono invece fornite indicazioni (cap. 8) riguardanti disposizioni e particolari costruttivi, utili per evitare il danneggiamento in condizioni di esercizio.

STATI LIMITE ULTIMI.

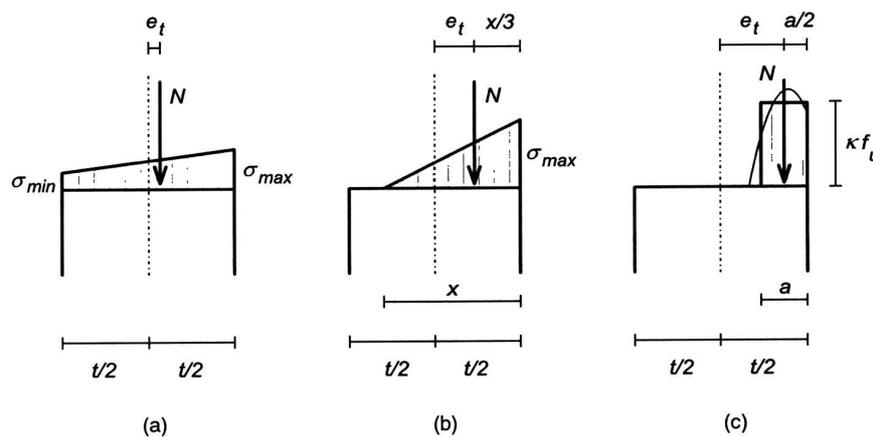
Le verifiche agli stati limite ultimi sono basate sull'analisi strutturale mediante modelli di calcolo che tengano adeguatamente conto del comportamento dell'intera struttura. In generale si adottano modelli di calcolo semplificati, che suddividono la struttura in un certo numero di elementi – pareti

o pannelli murari – separati gli uni dagli altri, salvo tener conto delle effettive condizioni di vincolo, determinate dall'interazione e connessione con gli altri elementi strutturali.

Una volta valutato lo stato di sollecitazione, le verifiche degli elementi murari sono condotte nei riguardi degli stati limite ultimi, con riferimento alle condizioni di sollecitazione:

1. elementi murari soggetti a carichi verticali e ad azioni ortogonali al piano medio: si distinguono due casi in relazione al diverso comportamento:
 - 1.1 elementi murari soggetti prevalentemente a carichi verticali
 - 1.2 elementi murari soggetti prevalentemente ad azioni ortogonali al piano medio
2. elementi murari soggetti ad azioni nel piano medio

1. ELEMENTI MURARI SOGGETTI A CARICHI VERTICALI E AD AZIONI ORTOGONALI AL PIANO MEDIO



Carichi applicati eccentricamente ed azioni ortogonali al piano medio della muratura inducono uno stato di pressoflessione. Si possono evidenziare alcune situazioni di rilievo.

In condizione non fessurata (fig a), ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni sulla sezione, le tensioni massima e minima valgono:

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{l \cdot t} \pm \frac{6N \cdot e_t}{l \cdot t^2}$$

La condizione di fessurazione (fig. b), se si considera nulla la resistenza a trazione in direzione ortogonale ai letti di malta, si ottiene ponendo $\sigma_{\min} = 0$:

$$e_t = \frac{t}{6} \quad \text{da cui} \quad M_{fess} = \frac{N \cdot t}{6}$$

In condizione fessurata, ipotizzando ancora una distribuzione lineare degli sforzi, per l'equilibrio alla rotazione la risultante della distribuzione triangolare delle tensioni deve essere allineata con l'azione assiale N . Da questa condizione si ricava l'estensione della zona reagente:

$$x = 3 \cdot \left(\frac{t}{2} - e_t \right) \quad \text{da cui:} \quad N = \sigma_{\max} \cdot t \cdot l \cdot \frac{3}{4} \left(1 - \frac{2e_t}{t} \right)$$

L'ipotesi di distribuzione lineare delle compressioni può essere accettabile finché la σ_{\max} non supera il 35-40% della tensione di rottura.

Nelle condizioni ultime, cioè prossime alla rottura, la zona compressa sarà caratterizzata da tensioni con andamento non lineare (fig. c) che potremo approssimare con un diagramma rettangolare equivalente; per l'equilibrio:

$$a = t - 2e_t$$

$$M_u = N \cdot e_t = N \cdot \left(\frac{t-a}{2} \right) = \frac{N \cdot t}{2} \left(1 - \frac{N}{\kappa f_u l t} \right)$$

Da quanto sopra, si ricava che, ove si trascuri la resistenza a trazione della muratura (cosa che viene fatta normalmente, dato che la resistenza a trazione è alquanto aleatoria), la resistenza di una parete semplice ad azioni ortogonali al piano medio è strettamente legata alla presenza di una azione verticale di compressione.

1.1 PARETI SOGGETTE A CARICO PREVALENTEMENTE VERTICALE

Possiamo considerare questo caso quando l'eccentricità del carico è inferiore al 30-35% dello spessore del muro (D.M.: $e/t \leq 0,33$); le situazioni corrispondenti sono la (a) o (b).

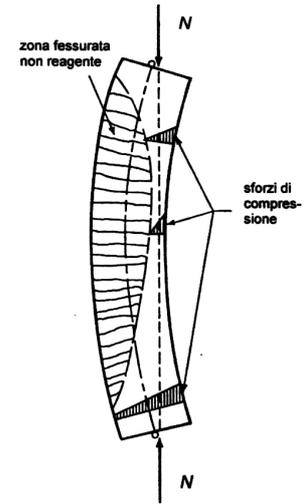
La verifica, in generale, viene condotta controllando che sia:

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

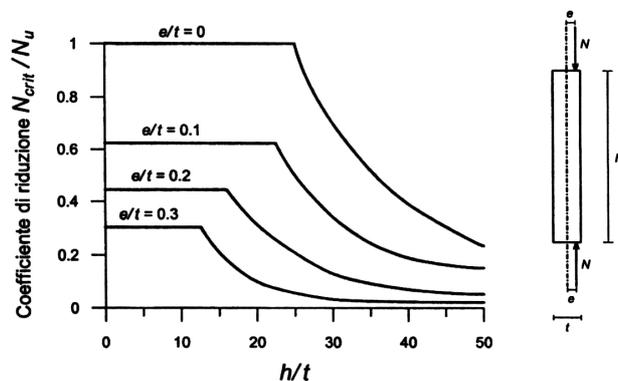
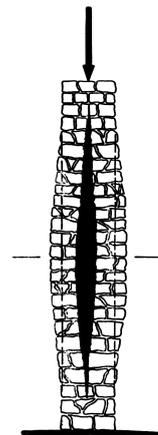
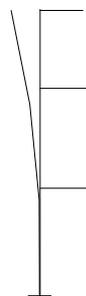
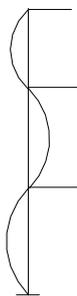
dove la valutazione di N_{Rd} si effettua nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e della non linearità di comportamento del materiale (parzializzazione della sezione dovuta all'eccentricità di applicazione del carico verticale), tenendo conto anche degli effetti del secondo ordine.

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Le pareti di muratura sono molto sensibili agli effetti geometrici del secondo ordine, a causa della loro snellezza, talvolta piuttosto elevata, e della trascurabile resistenza a trazione. La deformazione laterale fa sì che l'eccentricità del carico sia effettivamente maggiore di quella valutata rispetto alla situazione indeformata, con conseguente riduzione della sezione reagente e incremento di deformazione laterale. Un ruolo importante lo giocano anche le deformazioni differite nel tempo (creep).



La sensibilità agli effetti del secondo ordine è particolarmente influenzata dalle condizioni di vincolo alle estremità superiore e inferiore (solai rigidi, livello di compressione sul nodo muro-solaio) e dall'eventuale presenza di muri di irrigidimento trasversali, ben ammortati e di rigidità adeguata a costituire un efficace vincolo allo sbandamento laterale. La snellezza di una parete, h/t , è funzione proprio di tali caratteristiche.



Dal grafico, si deduce come sia necessario non superare valori limite di snellezza:

D.M.: $\lambda \leq 20$

$$\text{EC6: } \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27$$

OPCM $\lambda \leq \begin{cases} 10 & \text{pietra} \\ 12 & \text{elementi artificiali} \end{cases}$

$$\text{EC8 } \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq \begin{cases} 12 & \text{alta sismicit\`a} \\ 15 & \text{bassa sismicit\`a} \end{cases}$$

Normalmente, si mettono in conto gli effetti del secondo ordine nella verifica allo stato limite ultimo di murature pressoinflesse, applicando un coefficiente di riduzione della resistenza, funzione dell'eccentricità di progetto dell'azione assiale e di una snellezza, determinata tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo.

In definitiva, la resistenza di progetto è valutata, nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, per unità di lunghezza di parete:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

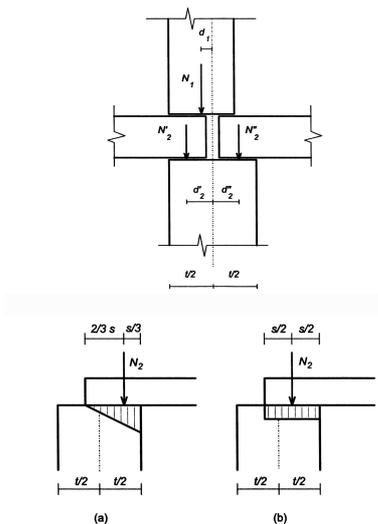
in cui Φ è valutato, per ogni sezione di verifica (estremità superiore e inferiore, a metà altezza della parete) in funzione dell'eccentricità del carico e della snellezza.

Nelle sezioni di estremità, in cui non si risentono gli effetti del secondo ordine:

$$\Phi = 1 - \frac{2e_t}{t}$$

Nella sezione di mezzeria, Φ assume valori ridotti in funzione della snellezza.

Nel D.M. Φ è fornito tramite tabelle, nell'EC6 è ricavabile tramite formule, diverse a seconda che si conduca la verifica alle estremità oppure in mezzeria. Nell'EC6 ci sono inoltre due formulazioni diverse per il Φ : la seconda è valida nel caso che si vogliano mettere in conto anche le eventuali deformazioni differite nel tempo.



L'eccentricità del carico è dovuta a:

eccentricità delle azioni trasmesse dai muri soprastanti e dai solai

eccentricità dovuta ad azioni agenti trasversalmente alla parete (vento)

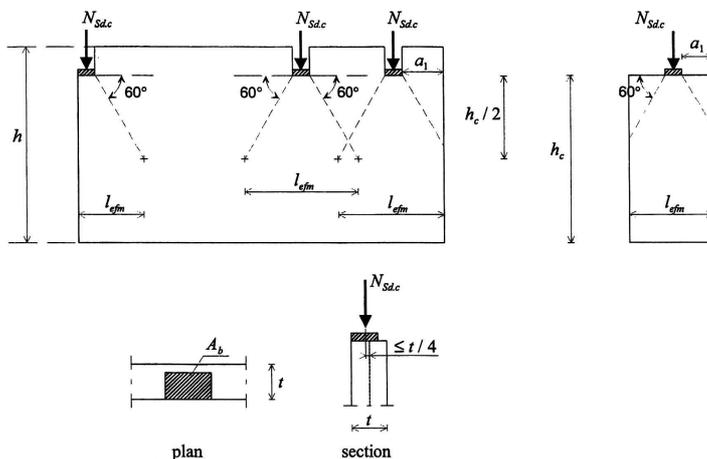
eccentricità accidentale dovuta ad imperfezioni costruttive (in genere valore minimo convenzionale)

1.1.2 MURI SOGGETTI A CARICHI CONCENTRATI

$$N_{Sdc} \leq N_{Rdc}$$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ β è un fattore amplificativo dell'area di appoggio del carico che tiene conto della diffusione del carico

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right)$$



1.2. ELEMENTI MURARI SOGGETTI PREVALENTEMENTE AD AZIONI ORTOGONALI AL PIANO MEDIO

Per edifici bassi, agli ultimi piani di edifici alti, nei pannelli di tamponamento di edifici intelaiati, lo sforzo normale di compressione è piuttosto modesto, se non nullo (caso dei tamponamenti). Allora la resistenza a trazione ha un ruolo fondamentale nel comportamento sotto azioni laterali, ma poiché

tale resistenza ha valori molto aleatori, non se ne può tenere conto altro che per le verifiche ad azioni transitorie o eccezionali (esclusa l'azione sismica).

In presenza di compressioni modeste, hanno un ruolo decisivo le condizioni di vincolo, cioè la connessione con elementi rigidi lungo i bordi: i solai, superiormente ed inferiormente, e l'ammorsamento con i muri trasversali, lateralmente. Le condizioni di vincolo che si ipotizzano devono essere quanto più possibile aderenti al comportamento reale dei vincoli; ad esempio, in presenza di una guaina impermeabile all'umidità, il vincolo è da considerarsi come un semplice appoggio piuttosto che un incastro.

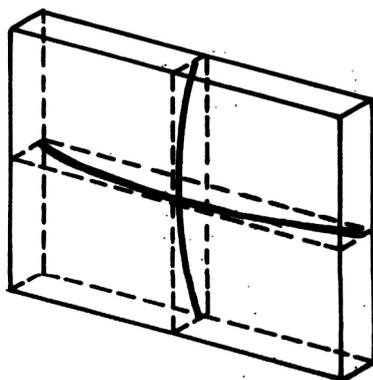
Se possiamo considerare la parete ben vincolata su 3 o 4 bordi (a), allora il calcolo del momento di progetto può essere effettuato ipotizzando un comportamento della parete tipo piastra, applicando dei coefficienti che tengano conto del grado di vincolo lungo i bordi e del diverso comportamento flessionale della parete muraria nelle due direzioni.

$$M_{sd1} = \alpha_1 W_{sd} h^2$$

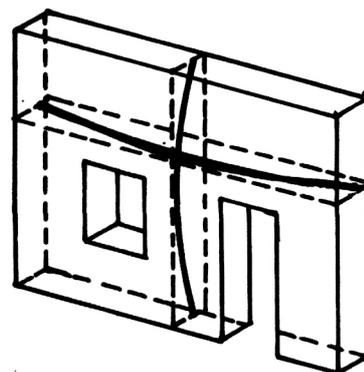
$$M_{sd2} = \alpha_2 W_{sd} l^2$$

α_1, α_2 coefficienti funzione delle condizioni di vincolo ai bordi e del rapporto fra le resistenze flessionali di progetto nelle due direzioni ortogonali: $\mu = f_{xd1}/f_{xd2}$.

Se la parete è dotata di aperture di dimensioni considerevoli (b), allora il calcolo delle sollecitazioni di progetto deve essere effettuato considerando la striscia di parete come trave vincolata soltanto alle estremità.

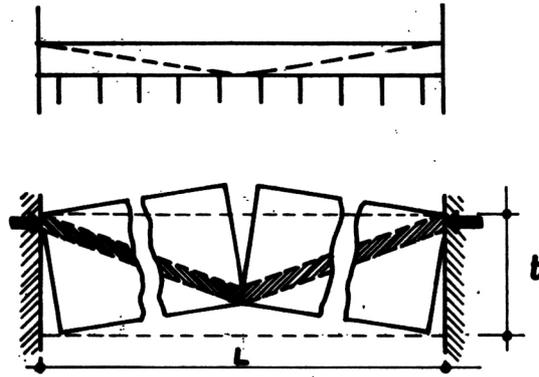


(a)



(b)

Nel caso di particolari condizioni al contorno (es: pannello di tamponamento racchiuso in un telaio sufficientemente rigido), è possibile che si instauri il funzionamento ad arco, grazie al quale si genera sforzo normale di compressione nella parete, che acquisisce così maggiore resistenza alle azioni laterali. Occorre però che lungo i bordi della parete vi siano efficaci elementi di contrasto, in grado di fornire le necessarie spinte reattive e capaci di limitare gli spostamenti.



Nel caso di comportamento a piastra o a trave, le verifiche si conducono confrontando le sollecitazioni di progetto con i momenti resistenti:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = f_{xd} Z$$

Z modulo elastico della sezione

f_{xd} resistenza flessionale appropriata:

- in assenza di carico verticale: $f_{xd} = \begin{cases} f_{xd1} \\ f_{xd2} \end{cases}$ a seconda della direzione di verifica
- in presenza di carico verticale: $f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$ $f_{xd2} = \mu \cdot f_{xd1,app}$

Nel caso di comportamento ad arco, la resistenza laterale di progetto può essere valutata:

$$q_{lat,d} = f_d \left(\frac{t}{l} \right)^2$$

purché:

- la snellezza non sia superiore a 20
- la tensione verticale di progetto sia almeno pari a $0,1 \text{ N/mm}^2$
- strati impermeabili all'umidità, se presenti, siano in grado di trasmettere gli sforzi orizzontali
- le deformazioni degli elementi di contrasto siano sufficientemente piccole sotto l'azione della

$$\text{spinta dell'arco: } N_{ad} = 1,5 f_d \frac{t}{10}.$$

1.3 MURI SOGGETTI AD AZIONI SIA VERTICALI CHE LATERALI

Secondo l'EC6, la verifica può essere condotta secondo uno dei tre metodi indicati, quello più appropriato:

- metodo del fattore Φ (al massimo per $e/t = 0,4$)
- metodo della resistenza flessionale apparente
- metodo dei coefficienti flessionali equivalenti: si effettua una verifica secondo il primo metodo mettendo in conto azioni laterali ridotte per tener in conto la resistenza laterale in direzione orizzontale.

Secondo l'OPCM 3274, la verifica a pressoflessione deve essere condotta valutando la resistenza del muro nell'ipotesi di plasticizzazione della zona compressa (v. fig. c), utilizzando un coefficiente κ pari a 0,85.

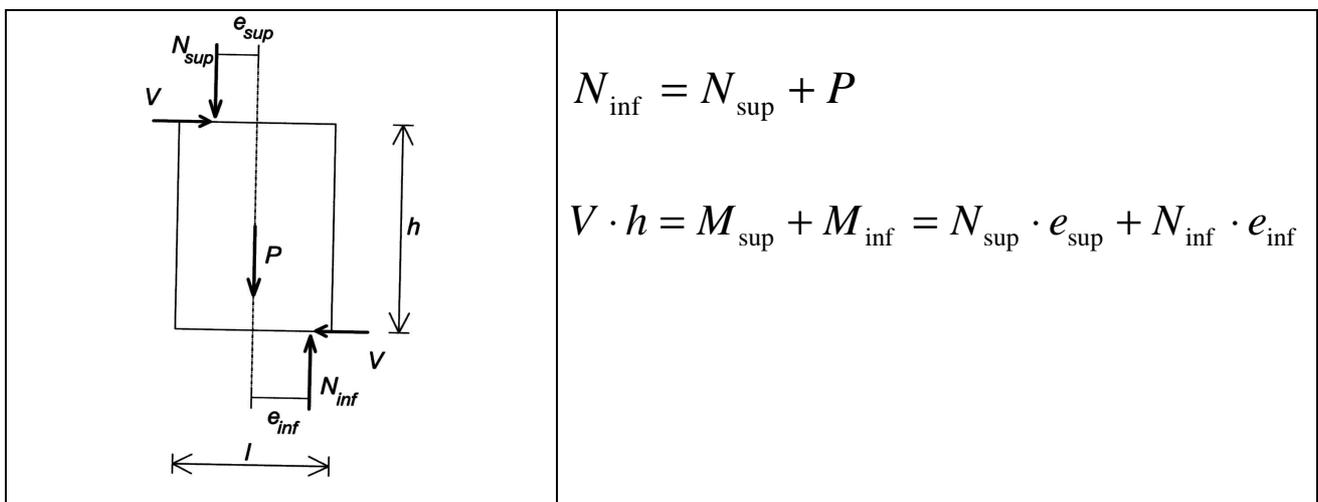
2. STATI LIMITE DI PARETI SOLLECITATE NEL PIANO MEDIO

Si considera un pannello semplice di muratura, soggetto ad azioni applicate alle sezioni inferiore e superiore, tali che le risultanti siano contenute nel piano medio del pannello.

In ogni sezione della parete è possibile definire:

- azione assiale
- taglio
- momento flettente (prodotto dell'azione assiale per l'eccentricità e rispetto al baricentro geometrico della sezione)

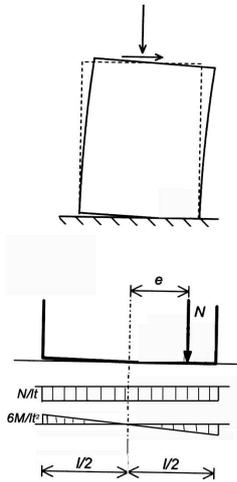
Considerando la generica situazione di figura, sussistono le relazioni di equilibrio:



2.1 STATO LIMITE DI FESSURAZIONE PER FLESSIONE O PRESSO-FLESSIONE

La fessurazione di una sezione avviene quando la tensione normale massima (di trazione) raggiunge la resistenza a trazione della muratura, che di solito ha valori trascurabili e quindi è considerata nulla.

Assumendo una distribuzione lineare delle tensioni normali sulla sezione, il momento di fessurazione vale:



t spessore della parete

$$M_{fess} = \left(\frac{N}{l \cdot t} + f_{mt} \right) \cdot \frac{l^2 t}{6}$$

$$f_{mt} \cong 0$$

$$M_{fess} = \frac{N \cdot l}{6}$$

corrisponde alla parzializzazione della sezione

$$e = \frac{l}{6}$$

La fessurazione per pressoflessione non costituisce uno stato limite ultimo, ma è un fenomeno significativo nel comportamento della parete alle azioni orizzontali, in quanto individua il limite del comportamento lineare; oltre tale limite, si ha non linearità di comportamento in conseguenza della progressiva parzializzazione della sezione. Quindi può essere considerato uno stato limite di esercizio.

2.2 STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

La condizione di rottura per pressoflessione nel piano è associata allo schiacciamento della muratura al lembo compresso.

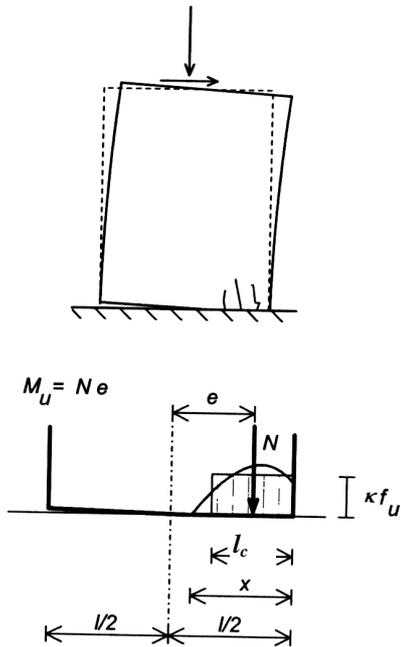
Considerando una distribuzione lineare delle tensioni, la lunghezza della zona compressa può essere valutata dalle condizioni di equilibrio:

$$l_c = \frac{3}{2} \cdot l \cdot \left(1 - \frac{2e}{l} \right) \quad (\text{equilibrio alla traslazione verticale})$$

e per l'equilibrio alla rotazione:

$$N_u = \frac{3}{4} f_u \cdot t \cdot l \left(1 - \frac{2e}{l} \right)$$

Nel caso invece che si ammetta la plasticizzazione della zona compressa, si può considerare uno stress-block rettangolare di altezza pari a κf_u :

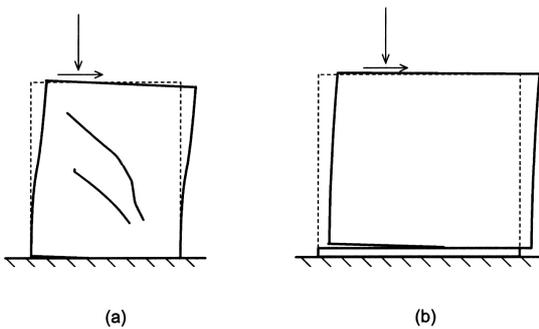


$$l_c = l - 2e$$

$$N_u = \kappa \cdot f_u \cdot l \cdot t \left(1 - \frac{2e}{l} \right)$$

2.3 STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

La rottura per taglio può avvenire per fessurazione diagonale o per scorrimento di una parte di muro sull'altra.



I criteri di verifica generalmente tengono conto di quest'ultimo meccanismo ed indicano formulazioni che tengono conto degli sforzi medi ottenuti dividendo la forza tagliante e la forza assiale per l'area della sezione reagente.

D.M.; EC6; OPCM:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$$

l_c è la lunghezza della zona compressa

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \qquad f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d$$

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Macchi G., Magenes G.: "Le strutture in muratura", in *Ingegneria delle strutture*, vol. 3, UTET, 2002.

Hendry A.W.: "Statica delle strutture in muratura di mattoni", Patron, 1986.

Tassios T. P.: "Meccanica delle murature", Liguori Ed., 1988.

Del Piero G. (a cura di): "Le costruzioni in muratura", CISM, n° 2, 1983.