

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bergamo

IX CORSO DI AGGIORNAMENTO PROFESSIONALE

Dott.Ing. Giulio Pandini

“L’Ingegneria e la Sicurezza Sismica”

Novembre 2003

EDIFICI CON STRUTTURA IN MURATURA

Prof. Ing. Guido Magenes

Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università di Pavia

Premessa

La muratura è la tecnica costruttiva più antica e diffusa, assieme a quella delle costruzioni in legno.

La parola “muratura” indica **tecniche assai diverse per tipo e forma dei materiali e per modalità costruttive.**

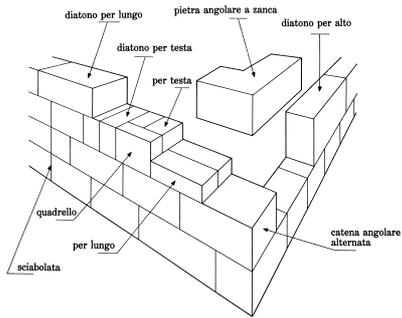
L’esame delle tipologie di muraure storiche rende evidente la varietà di sistemi costruttivi che si raccoglie sotto il termine “muratura”



Mura ciclopiche (Amelia)



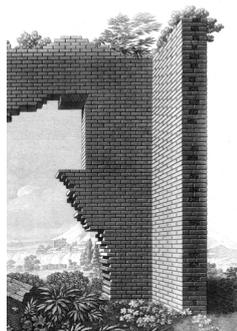
Mura megalitiche (Arpino)



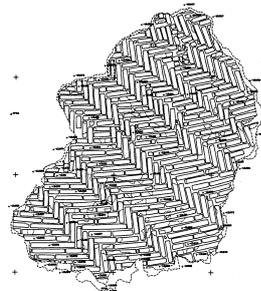
A pietre squadrate (tecnica romana)



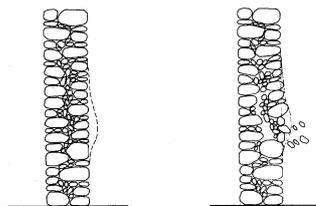
Opus mixtum (mattoni e/o pietre)



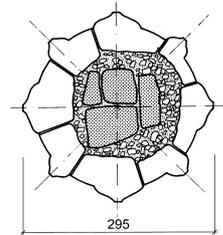
Muratura di mattoni "piena"



Spinapesce del Duomo di Firenze (Brunelleschi)



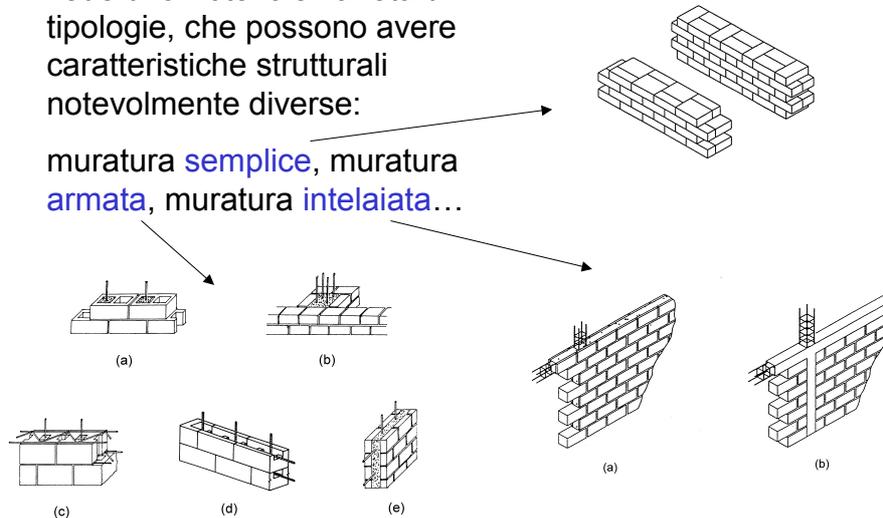
Muratura in pietra irregolare a doppia cortina



Sezione di un pilastro del Duomo di Milano

Anche la **muratura moderna** vede una notevole varietà di tipologie, che possono avere caratteristiche strutturali notevolmente diverse:

muratura **semplice**, muratura **armata**, muratura **intelaiata**...



Caratteristiche meccaniche principali della muratura:

- **buona resistenza a compressione**
- **scarsa o trascurabile resistenza a trazione**; in particolare la resistenza a trazione di un giunto malta-blocco può essere dell'ordine di $1/30$ della resistenza a compressione della muratura



- le strutture orizzontali (solai, coperture, architravi) tradizionalmente erano in legno o erano strutture ad arco o a volta, oggi vengono spesso realizzate con elementi armati (c.a. o strutture miste) o acciaio o legno
- esistono alcuni problemi per la resistenza alle forze orizzontali (vento, sisma)

La resistenza dei muri a forze agenti **nel piano del muro** è molto maggiore rispetto a quella rispetto a forze agenti ortogonalmente al piano, e quindi è maggiore la loro efficacia come elementi di controventamento



Concezione strutturale a “sistema scatolare”

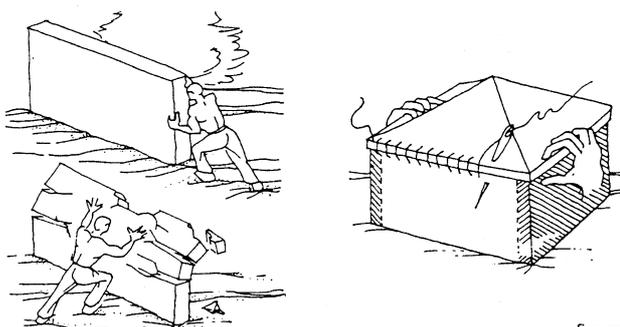


figura da Touliatos, 1996

LA CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

L'edificio in muratura **deve** essere concepito e realizzato come un assemblaggio **tridimensionale** di muri e solai, garantendo il funzionamento scatolare, e conferendo quindi l'opportuna **stabilità e robustezza all'insieme**.

Un edificio in muratura è quindi una *struttura complessa*, ove tutti gli elementi cooperano nel resistere ai carichi applicati.

Data la complessità del comportamento reale di tali strutture, il progetto e l'analisi strutturale richiedono spesso l'introduzione di notevoli *semplificazioni*.

Un criterio frequentemente seguito è quello di considerare l'edificio come una serie di elementi “indipendenti” opportunamente assemblati:

- **muri che svolgono una funzione portante e/o di controventamento**

- **solai** sufficientemente rigidi e resistenti per *ripartire le azioni tra i muri di controventamento* (azione di diaframma)

Nota:

- I muri portanti fungono da controvento in direzione parallela alla lunghezza, in modo tanto più efficace quanto più sono lunghi in pianta.
- La stabilità alle azioni orizzontali richiede muri disposti secondo almeno due direzioni ortogonali.
- La capacità dei muri di resistere alle azioni orizzontali è favorevolmente influenzata dalla presenza di *forze verticali stabilizzanti* (in particolare per i muri non armati).
- Si riconosce quindi che **lo schema cellulare**, in cui tutti i muri strutturali hanno funzione portante e di controventamento, è quello più **efficiente dal punto di vista statico**, e che meglio realizza un effettivo comportamento di tipo "scatolare".



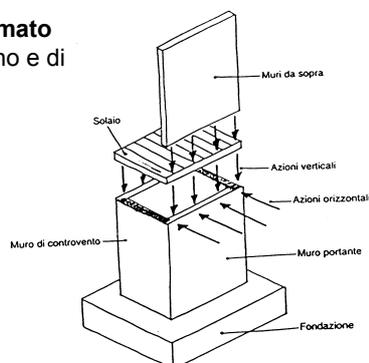
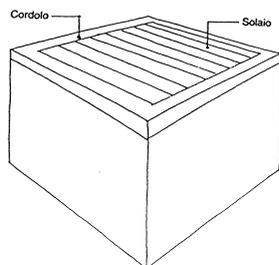
Questo concetto è ripreso dalle normative, specificando che **per quanto possibile tutti i muri devono avere funzione portante e di controventamento.**

Accorgimenti da seguire per garantire il comportamento scatolare: i collegamenti

Requisito fondamentale:

i muri portanti, i muri di controventamento e i solai devono essere **efficacemente collegati** tra loro.

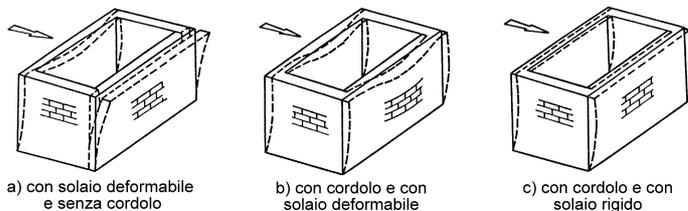
- tale collegamento può essere effettuato mediante **cordoli continui in cemento armato** lungo tutti i muri, all'altezza dei solai di piano e di copertura



(da Tubi, 1993)

Funzioni dei cordoli:

• Svolgono una funzione di **vincolo alle pareti sollecitate ortogonalmente al proprio piano**, ostacolandone il meccanismo di ribaltamento.



a) con solaio deformabile e senza cordolo

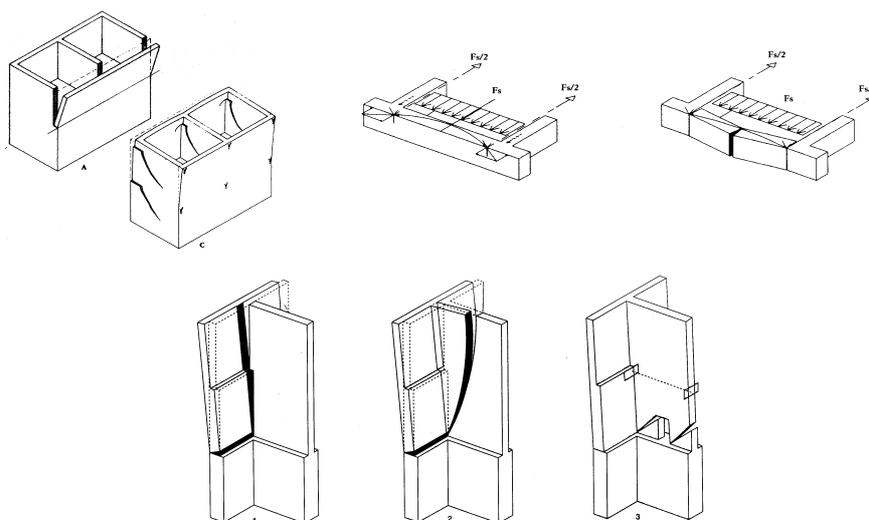
b) con cordolo e con solaio deformabile

c) con cordolo e con solaio rigido

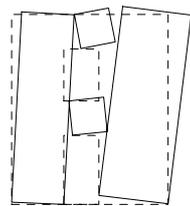
• Inoltre, un cordolo continuo in c.a. consente di **collegare longitudinalmente muri di controvento complanari**, consentendo la redistribuzione delle azioni orizzontali fra di essi e conferendo maggiore iperstaticità e stabilità al sistema resistente.

Nota: parte di queste funzioni erano e sono tuttora svolte negli edifici storici dalle **catene** con capochiave, parallele ed adiacenti ai muri perimetrali. Le catene tuttavia sono collegate alle pareti solamente in alcuni punti e non sono dotate di rigidezza flessionale.

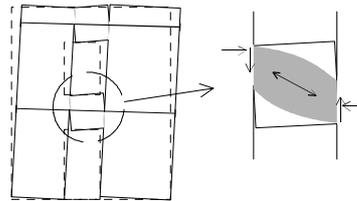
Funzioni delle catene per la risposta ad azioni fuori del piano (edifici storici):



Funzione delle catene per la risposta ad azioni nel piano della parete (edifici storici):



senza catene

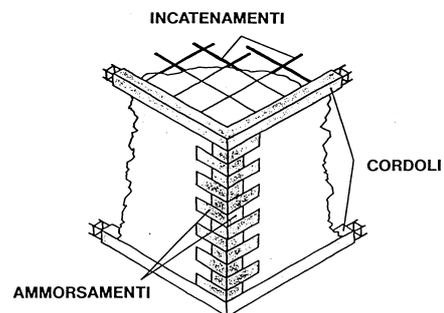


con catene

Accorgimenti da seguire per garantire la robustezza e la stabilità d'insieme:

- I muri paralleli della scatola muraria devono essere collegati fra loro ai livelli dei solai da **incatenamenti metallici** ad essi ortogonali, efficacemente ancorati ai cordoli.

- La funzione degli incatenamenti ortogonali all'orditura dei solai unidirezionali è principalmente quella di costituire un ulteriore vincolo all'inflessione fuori dal piano dei muri quando questi non siano già caricati e quindi vincolati da un solaio di adeguata rigidezza.

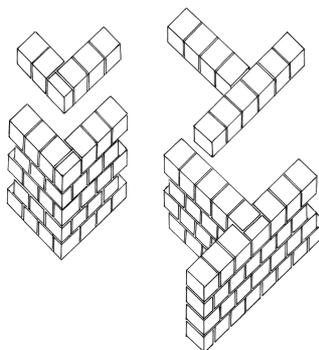
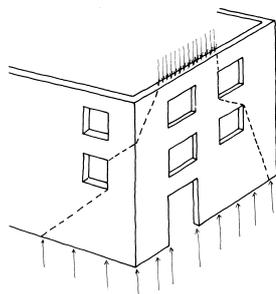


Nota: la normativa italiana (DM 20/11/87) prescrive che incatenamenti di sezione adeguata (almeno 4 cm² per ogni campo di solaio) vadano disposti ortogonalmente all'orditura dei solai quando la luce del solaio supera i 4.5 m.

Accorgimenti da seguire per garantire la robustezza e la stabilità d'insieme:

- I muri ortogonali fra loro devono essere efficacemente **ammorsati** tra loro lungo le intersezioni verticali, mediante una **opportuna disposizione degli elementi**.

Il buon ammorsamento tra i muri tra l'altro tende a realizzare una maggiore **ridistribuzione dei carichi verticali** fra i muri fra loro ortogonali anche nel caso di solai ad orditura prevalente in una direzione.



Inoltre è necessario che i muri rispettino degli **spessori minimi**, per non inficiare le ipotesi di calcolo che verranno esposte più avanti.

Nota:

•In generale, una **buona concezione strutturale ed una corretta realizzazione dei dettagli strutturali** (la cosiddetta "**regola d'arte**") garantisce un comportamento strutturale soddisfacente nella maggior parte dei casi.

•Questo principio giustifica la **sostanziale stabilità di strutture costruite nel passato**, ben prima che esistessero i moderni modelli analitici dell'ingegneria strutturale.

•Ciò è riconosciuto dalle normative, che, nel caso di edifici con particolari caratteristiche di regolarità geometrica, di altezza massima e di sezione muraria complessiva, e nel rispetto di alcune regole costruttive, consentono di applicare regole di verifica estremamente semplificate, omettendo di fatto l'analisi strutturale (regole per "edifici semplici").

TECNICHE COSTRUTTIVE MODERNE

Per le tecniche costruttive si distinguono tre principali tipologie:

- la muratura **semplice o non armata**
- la muratura **armata**
- la muratura **intelaiata**

Muratura non armata:

semplice assemblaggio degli elementi murari con malta (o a secco)

presenta una **bassa resistenza a trazione**, soprattutto in direzione normale ai giunti orizzontali, e meccanismi di collasso tendenzialmente di tipo fragile (taglio, instabilità).

L'introduzione di armature (m. armata) o cordolature in c.a. (m. intelaiata) consente di assorbire le trazioni e di ridurre la fragilità dei meccanismi di collasso.

Muratura armata:

prevede l'introduzione di **armature verticali e orizzontali** all'interno della muratura

Le **funzioni dell'armatura** possono essere così sintetizzate:

- conseguire un **aumento della resistenza a flessione sia per azioni ortogonali che parallele al piano della muratura**, con conseguente aumento della stabilità dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali (vento, sisma);

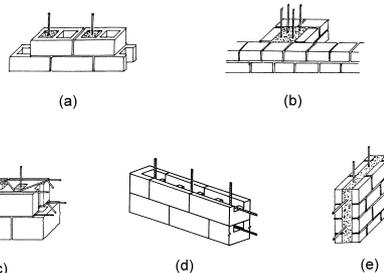
- **evitare collassi successivi alla fessurazione** e mantenere l'integrità della parete nel campo post-elastico, con un sensibile **aumento della duttilità** ed una diminuzione della suscettibilità al danneggiamento: tale funzione si esplica anche in un aumento della resistenza a taglio per azioni nel piano.

In basse percentuali, un'armatura diffusa può essere efficace nel **contenere fessurazioni indesiderate in condizioni di esercizio**, dovute a concentrazioni di tensione o a stati di coazione causati da deformazioni differenziali (deformazioni viscoso o da ritiro, deformazioni termiche).

TECNICHE COSTRUTTIVE MODERNE

Esempi di tipologie di muratura armata:

L'armatura, sia verticale che orizzontale, può essere disposta **in modo diffuso** all'interno del muro oppure **concentrata**. Considerando l'armatura verticale si può quindi passare da una situazione con armatura concentrata ad esempio solo alle estremità del muro, senza armatura intermedia, ad una situazione con armature disposte con passo regolare per tutta la lunghezza.



Tipologie di muratura armata attualmente piuttosto diffuse sono:

m. in blocchi di calcestruzzo cavi successivamente iniettati (caso (d)), molto usata nelle zone a forte sismicità del Pacifico (California, Giappone, Nuova Zelanda), caratterizzata da percentuali di armatura relativamente elevate e con comportamento prossimo a quello di pareti in c.a. (Priestley, 1980, Paulay e Priestley, 1992)

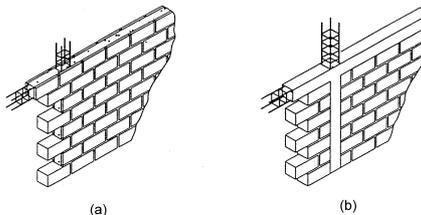
m. in blocchi di laterizio o di calcestruzzo con armatura diffusa in basse percentuali, in cui l'armatura diffusa è introdotta non tanto per aumentare la resistenza al taglio rispetto alla muratura non armata, quanto per consentire deformazioni anelastiche maggiori riducendo il danno ed il degrado (Macchi, 1982, Cantù e Zanon, 1982, Bernardini et al., 1984). Questo secondo tipo di muratura armata ha avuto maggiore diffusione nel nostro Paese.

TECNICHE COSTRUTTIVE MODERNE

Muratura intelaiata:

La *muratura intelaiata* viene realizzata mediante **cordoli in cemento armato orizzontali e verticali** adeguatamente collegati tra loro ed aderenti agli elementi murari assieme ai quali formano l'organismo resistente.

L'effetto d'intelaiamento prodotto dall'introduzione di cordoli verticali collegati con quelli orizzontali fornisce alla struttura, analogamente ad una muratura armata con armature concentrate, un maggior livello di duttilità, un minor degrado di resistenza e una minore suscettibilità al danneggiamento.



Si sottolinea come *la distinzione fra muratura intelaiata e muratura armata ad armature concentrate possa essere alquanto labile* in situazioni quali ad esempio quella del caso (a) in figura, in cui, grazie all'utilizzo di blocchi speciali con opportuna conformazione geometrica, si hanno cordoli armati interni al muro.

IL MATERIALE MURATURA: COMPORTAMENTO MECCANICO

La muratura è un materiale composito, le cui principali caratteristiche sono:

- **la disomogeneità**
- **l'anisotropia**
- **l'asimmetria di comportamento compressione-trazione**
- **la non linearità del legame sforzi-deformazioni**

Il comportamento meccanico è il risultato dell'interazione fra gli elementi e la malta, attraverso la loro **interfaccia** (che per fenomeni fisico-chimici tende a sviluppare un comportamento *diverso* da quello dei singoli componenti).

Nella prassi progettuale tuttavia si idealizza il materiale come **continuo omogeneo macroscopicamente equivalente** al materiale composito, e in alcuni casi può essere lecito trascurare la non linearità del materiale.

Da ricordare: salvo casi particolari, lo stato tensionale e deformativo macroscopico medio non coincide con gli stati tensionali e deformativi locali nella malta e negli elementi.

COMPORAMENTO STRUTTURALE DI ELEMENTI STRUTTURALI IN MURATURA: AZIONI NEL PIANO

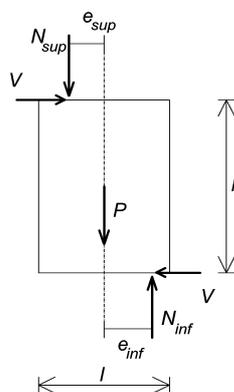
Muro semplice soggetto a sollecitazioni applicate alle sezioni estreme superiore ed inferiore, le cui risultanti sono contenute nel piano medio della parete stessa.

Per ogni sezione della parete è possibile definire una azione assiale, un taglio, un momento (il momento è definibile come il prodotto dell'azione assiale N per la relativa eccentricità e rispetto al baricentro geometrico della sezione).

Valgono le seguenti relazioni fondamentali di equilibrio:

$$N_{inf} = N_{sup} + P$$

$$V \cdot h = M_{sup} + M_{inf} = N_{sup} e_{sup} + N_{inf} e_{inf}$$



AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER PRESSOFLESSIONE

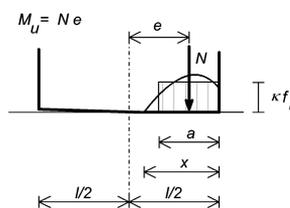
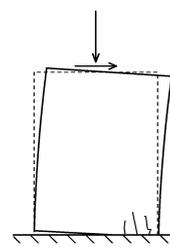
La condizione di rottura per pressoflessione nel piano è associata allo **schacciamento** della muratura al lembo compresso delle sezioni estreme.

Per bassi valori di azione assiale N l'estensione della zona compressa è modesta, si rileva una ampia apertura delle fessure flessionali e il muro tende a sviluppare un cinematismo di **ribaltamento** simile a quello di un blocco rigido.

L'analisi del comportamento a rottura per pressoflessione può essere agevolato dall'utilizzo di un opportuno "**stress-block**" della muratura in compressione. Il calcolo può essere particolarmente semplificato laddove si possa definire uno stress-block rettangolare equivalente. In questo caso:

$$\text{eq. a traslaz. verticale: } a = \frac{N}{\kappa f_u t}$$

$$\text{eq. a rotazione: } M_u = N \left(\frac{l-a}{2} \right) = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{\kappa f_u l t} \right) = \frac{\sigma_m l^2 t}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_m}{\kappa f_u} \right) \quad \kappa = 0.85-1$$

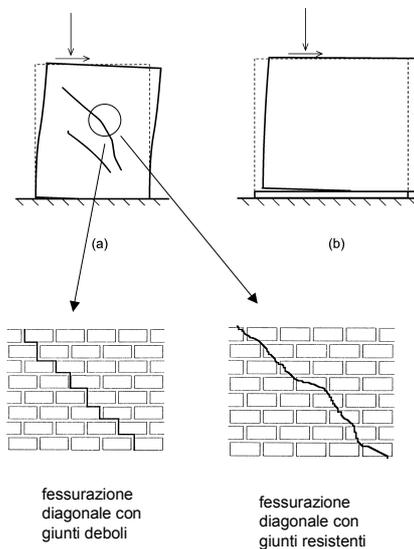


AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Nella denominazione “**rottura per taglio**” si includono solitamente meccanismi fessurativi di diversa natura, ascrivibili all’**effetto delle tensioni tangenziali originate dalle azioni orizzontali, in combinazione con le componenti di tensione normale**. Questi tipi di rottura sono fra i più frequenti nelle costruzioni in muratura.

Si distinguono due principali modalità di rottura:

- a) per **fessurazione diagonale**
- b) per **taglio-scorrimento**



AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Criteria per la formulazione della resistenza a taglio

Problemi:

- dati sperimentali caratterizzati da grande dispersione (tipico delle rotture fragili)
- distribuzione non uniforme degli sforzi locali, di difficile valutazione (elementi tozzi, fessurazione)



Nelle applicazioni è necessario introdurre delle **semplificazioni**, a scapito della accuratezza.

Approcci semplificati più diffusi:

- criterio del **massimo sforzo principale di trazione**
- criterio “**alla Coulomb**”

AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Criterio della massimo sforzo principale di trazione

Turnšek e Cačovic (1971), rilevarono sperimentalmente rotture con formazione di fessure diagonali al centro del pannello. Ipotizzarono quindi che la rottura per taglio abbia luogo quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite f_{tu} , assunto come **resistenza a trazione convenzionale della muratura**.

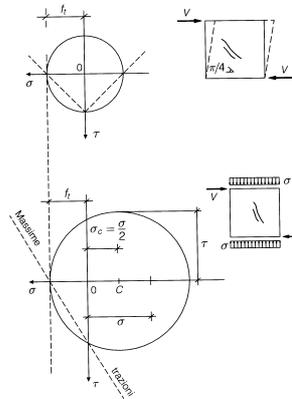
In tal modo si assume che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, *l'anisotropia della muratura possa essere trascurata*, con il notevole vantaggio di utilizzare un *singolo parametro di resistenza* (f_{tu} per l'appunto).

Supponendo in prima istanza che il pannello sia sufficientemente snello da poter essere assimilato ad un *solido di De Saint Venant*, il criterio si traduce nella seguente espressione del taglio ultimo resistente V_u

$$V_u = \frac{f_{tu} l t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}} ; \quad \sigma_m = \frac{N}{l t}$$

b varia con il rapporto di forma h/l del pannello. Un possibile criterio approssimato è (Benedetti e Tomažević, 1984)

$b = 1.5$ per $h/l \geq 1.5$ (pannelli snelli),
 $b = 1$ per $h/l \leq 1.5$, e
 $b = h/l$ per $1 < b < 1.5$.



AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Criterio alla "Coulomb"

Criterio di rottura:

$$\tau = c + \mu \sigma$$

in cui la tensione tangenziale τ e la tensione normale σ possono avere diverso significato a seconda dell'impostazione del criterio.

Secondo il D.M. 20/11/87 e l'Eurocodice 6, la **resistenza caratteristica a taglio** della muratura semplice è espressa come **resistenza a taglio unitaria** f_{vk} moltiplicata per l'area reagente del muro (area compressa):

$$V_{Rk} = f_{vk} \cdot t \cdot l_c$$

con l_c lunghezza della zona compressa, e la resistenza a taglio unitaria f_{vk} è definita come:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_0 \quad \text{con} \quad f_{vk} \leq f_{vk,lim}$$

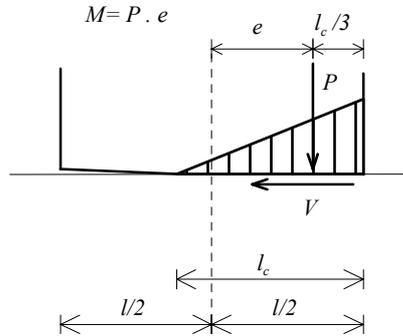
σ_0 : **sforzo medio di compressione** sull'area reagente

f_{vk0} : resistenza caratteristica a taglio in assenza di compressione

$f_{vk,lim}$ valore limite superiore della resistenza, dipendente dal tipo di elementi e dal tipo di malta.

Nota: L'applicazione del criterio in sezione parzializzata consiste fondamentalmente in un calcolo della resistenza a scorrimento del muro, ma non sembra riconducibile alla rottura con fessurazione diagonale.

Valutazione della sezione reagente l_c nel caso di distribuzione lineare delle compressioni:



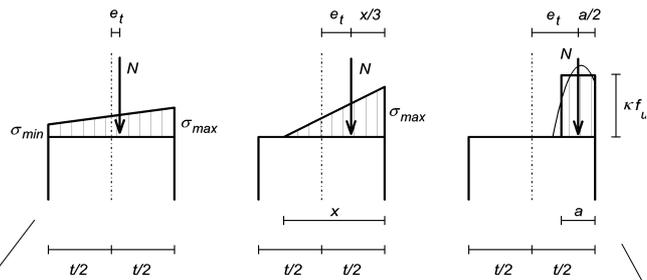
se $e > \frac{l}{6}$

$$\frac{l_c}{3} = \frac{l}{2} - e$$

$$l_c = \beta \cdot l = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{l} \right) \cdot l = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{M}{Pl} \right) \cdot l = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_v \right) \cdot l$$

dove $\alpha_v = \frac{M}{Pl}$ è il rapporto di taglio

**AZIONI CHE INDUCONO INFLESSIONI FUORI DAL PIANO:
COMPRESIONE ECCENTRICA RISPETTO AL PIANO MEDIO**



distribuzione di sforzi lineare, sezione interamente compressa

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

$$M_{fess} = N \cdot e_t = \frac{N \cdot t}{6}$$

distribuzione di sforzi lineare, sezione parzializzata

$$x = 3 \cdot \left(\frac{t}{2} - e_t \right)$$

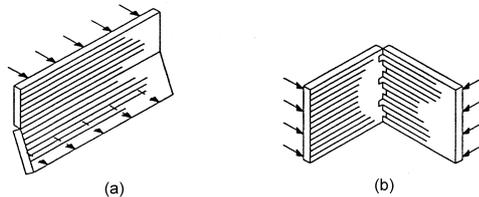
$$N = \frac{\sigma_{\max} \cdot x \cdot l}{2}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{l \cdot \left(\frac{t}{2} - e_t \right)}$$

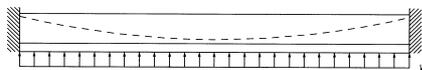
a rottura

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

ALTRI MECCANISMI DI RESISTENZA A FLESSIONE FUORI DAL PIANO:



Meccanismo "a piastra": un parametro significativo è dato dal rapporto fra la resistenza a flessione con linea di rottura parallela ai letti di malta (a) e la resistenza a flessione con linea di rottura perpendicolare ai letti di malta (b) $\mu_f = f_{x1}/f_{x2}$



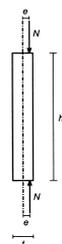
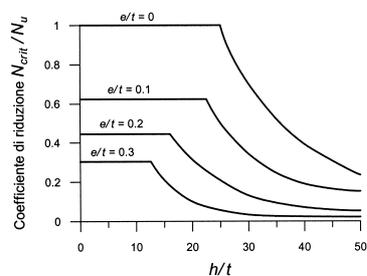
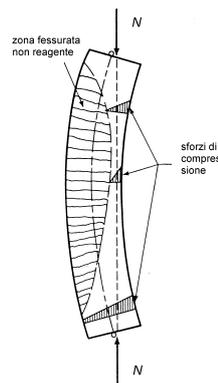
Curva delle pressioni che individua l'arco resistente all'interno dello spessore della parete.

Meccanismo "ad arco": si può instaurare nel caso di particolari condizioni al contorno (ad es. pannello racchiuso da un telaio rigido in c.a.)

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

La resistenza a compressione o a pressoflessione della muratura è stata finora trattata senza considerare eventuali **effetti geometrici del secondo ordine**. Tuttavia, le pareti in muratura possono essere molto sensibili a tali effetti, a causa della relativa **snellezza nei confronti delle azioni fuori del piano unita alla trascurabile resistenza a trazione e alle deformazioni differite nel tempo**.

Per tali motivi lo studio della capacità portante di pareti in muratura e i conseguenti criteri progettuali devono di regola considerare questi fenomeni.



esempio di risultati ottenibili mediante la modellazione teorica (Chapman e Slatford, 1957): muro doppiamente incernierato, materiale non reagente a trazione, lineare elastico in compressione

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE (continua)

Per una valutazione corretta dei fenomeni è fondamentale tenere conto della **resistenza finita a compressione del materiale**, della **non linearità del legame costitutivo**, delle **deformazioni differite nel tempo**.

La sostanziale analogia con i problemi di stabilità di pareti in calcestruzzo non armato ha inoltre consentito l'utilizzo e l'estensione di modelli inizialmente proposti per il calcestruzzo alla muratura (Macchi, 1974).

Negli studi svolti sono inoltre state prese in considerazione diverse possibili **condizioni di vincolo del muro**. Tali condizioni sono infatti un altro fattore di estrema importanza sul comportamento dei muri pressoinflessi, come rilevato anche sperimentalmente.

Vincoli superiore ed inferiore: in un edificio reale essi non sono necessariamente riconducibili ad una cerniera, a causa dell'interazione con i solai e con le pareti sovra- e sottostanti.

Se sono presenti **solai in calcestruzzo armato** continui o ammassati per almeno due terzi dello spessore della parete, e la **compressione media** sul nodo muro-solaio è **superiore a circa 0.3 N/mm²**, le condizioni di vincolo della parete possono **essere assimilate a quelle di un incastro**.

Nel caso di **solai flessibili** (ad es. in legno) o in presenza di **bassi valori di compressione media**, le condizioni sono maggiormente assimilabili a quelle di **cerniera o di incastro cedevole**.

In generale, **la rigidità di un nodo muro-solaio decresce nei piani più alti**, a causa della diminuzione dell'azione di compressione verticale.

Vincoli laterali: una notevole influenza sugli effetti del secondo ordine è infine esercitata dalla presenza di **muri di irrigidimento ortogonali**, di dimensioni adeguate, **efficacemente ammassati**, che costituiscono un efficace vincolo allo sbandamento laterale.

Prassi progettuale corrente in ambito europeo: si inseriscono gli effetti del secondo ordine nella verifica allo **stato limite ultimo** di murature pressoinflesse utilizzando un **coefficiente di riduzione della resistenza** (comunemente indicato con la lettera Φ), funzione dell'**eccentricità di progetto dell'azione assiale e di una snellezza efficace** opportunamente definita, tenendo conto delle condizioni di vincolo.

$$\Phi = N_{crit}/N_u$$

$m = 6e/t$ eccentricità adimensionalizzata

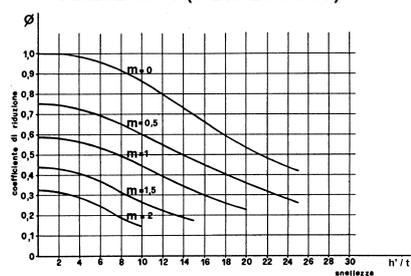
h'/t snellezza di progetto

$$h' = \rho h$$

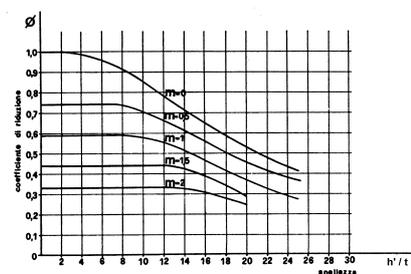
h altezza interna (libera) interpiano

$\rho (\leq 1)$ fattore di vincolo laterale dipendente dal rapporto fra l'altezza interna e l'interasse dei muri di irrigidimento.

ANDIL 1981 (e DM 20/11/87)



a) Ipotesi dell'articolazione vincolo "cerniera"



b) Ipotesi "della continuità" vincolo "incastro"

Nota: sia la normativa italiana che l'Eurocodice 6 richiedono, **nel caso in cui si ipotizzi uno schema a telaio con vincoli fra i muri di tipo "incastro", che si verifichi localmente la capacità del nodo di sopportare le azioni interne calcolate**, tenendo conto delle eventuali parzializzazioni, cioè trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Tutte le normative prescrivono un **limite alla snellezza efficace dei muri**. Tale limite è generalmente compreso fra **20 e 30** (20 per la normativa italiana).

Nota: l'applicazione delle medesime regole anche nell'ambito del metodo alle **tensioni ammissibili non è che una convenzionale trasposizione di una equivalente verifica allo stato limite ultimo**,

ovvero

per la muratura **il metodo alle tensioni ammissibili non ha il significato di valutazione degli sforzi nel materiale in condizioni di esercizio**, ma è una verifica a rottura "camuffata".

MODELLI D'INSIEME, ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE DI SICUREZZA

Edificio in muratura: sistema scatolare tridimensionale caratterizzato da non linearità costitutiva e geometrica. Quale modellazione?

Un approccio solitamente adatto alle applicazioni è quello di operare su **schemi strutturali semplificati** appositamente **scelti in funzione del tipo di azioni convenzionali da considerare nelle verifiche e del tipo di elementi strutturali primari** che esse andranno ad interessare.

In particolare, tali schemi si differenziano principalmente in base alla **direzione delle azioni**.

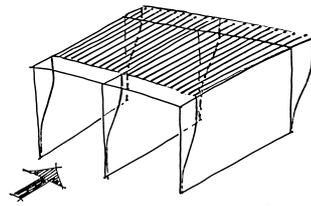
Si distinguono quindi:

- Analisi e verifica sotto azioni verticali
- Analisi e verifica sotto azioni orizzontali

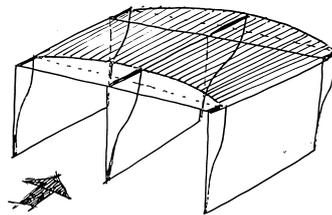
ANALISI E VERIFICA SOTTO AZIONI ORIZZONTALI

La resistenza di un edificio alle azioni orizzontali è generalmente fornita dal sistema formato **dai solai e dai muri di controventamento**, disposti parallelamente all'azione.

Nella definizione del modello strutturale si deve **valutare se i solai possono essere considerati come diaframmi infinitamente rigidi nel loro piano**, prestando particolare attenzione alla tipologia di solaio e alla presenza di vani scala-ascensore che possono indebolire l'impalcato.



DIAFRAMMA RIGIDO



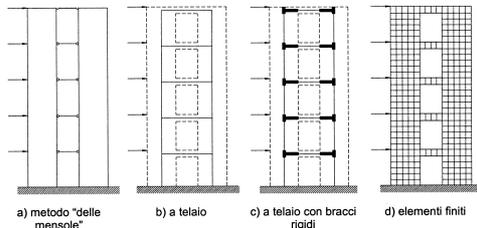
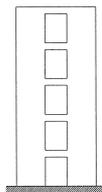
DIAFRAMMA FLESSIBILE

Possibili modelli strutturali per pareti soggette a forze orizzontali

Nelle applicazioni, quando la geometria lo consente, si preferisce utilizzare modelli in cui i montanti murari sono assimilati a **travi deformabili a taglio, accoppiate dai solai e da eventuali travi alte in muratura**, se strutturalmente collaboranti.

In molti casi è possibile idealizzare la struttura come un **insieme di telai piani** orientati secondo le direzioni di maggior rigidità dei muri.

Similitudine con strutture a mensole accoppiate in c.a.



a) metodo "delle mensole"

b) a telaio

c) a telaio con bracci rigidi

d) elementi finiti

Più frequentemente, nella pratica progettuale, le azioni taglianti nei piani vengono ripartite ai diversi piani secondo un metodo semplificato (Benjamin, 1959) descritto in numerosi testi.

Il metodo presuppone che gli orizzontamenti (solai) siano **infinitamente rigidi** nel loro piano e definisce un criterio per calcolare rapidamente la **ripartizione del taglio interpiano** V_{tot} , supposto applicato in un punto C.

Per ogni muro i si definiscono:

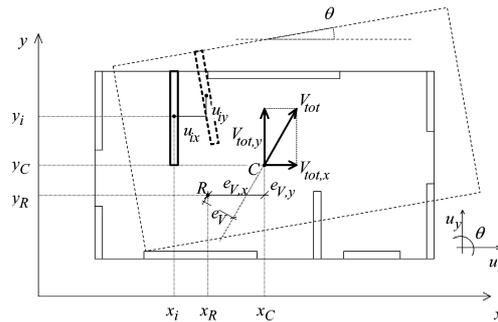
- coordinate baricentriche x_i e y_i
- rigidezza elastica traslazionale in ciascuna delle due direzioni orizzontali x e y , K_x e K_y
- eventuale rigidezza torsionale K_{θ}

Posizione del baricentro delle rigidezze interpiano R:

$$x_R = \frac{\sum_i K_{yi} \cdot x_i}{\sum_i K_{yi}}; \quad y_R = \frac{\sum_i K_{xi} \cdot y_i}{\sum_i K_{xi}}$$

Rigidezza traslazionale del muro:

$$K_{x,y} = \left(\frac{h^3}{\beta \cdot EJ_{x,y}} + 1.2 \frac{h}{GA} \right)^{-1}$$



Momento torcente di piano:

$$M_{tot} = V_{tot,y} \cdot (x_C - x_R) - V_{tot,x} \cdot (y_C - y_R) = V_{tot,y} \cdot e_{V,x} - V_{tot,x} \cdot e_{V,y}$$

Valgono le relazioni:

$$V_{ix} = \frac{K_{xi}}{K_{x,tot}} \cdot V_{tot,x} - \frac{K_{xi} \cdot (y_i - y_R)}{J_{p,tot}} \cdot M_{tot};$$

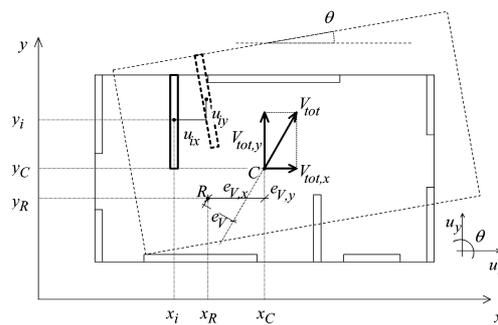
$$V_{iy} = \frac{K_{yi}}{K_{y,tot}} \cdot V_{tot,y} + \frac{K_{yi} \cdot (x_i - x_R)}{J_{p,tot}} \cdot M_{tot};$$

$$T_i = \frac{K_{\theta i}}{J_{p,tot}} \cdot M_{tot}$$

dove:

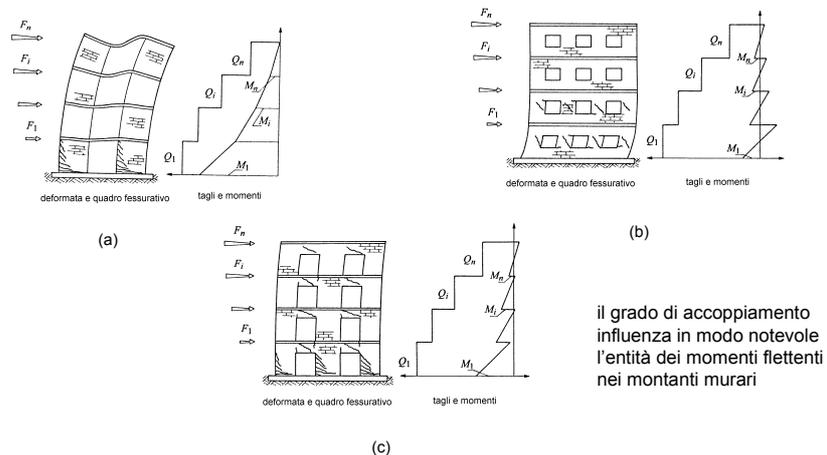
$$K_{x,tot} = \sum_i K_{xi}; \quad K_{y,tot} = \sum_i K_{yi}; \quad \longrightarrow \text{sono rispettivamente le rigidezze traslazionali totali e}$$

$$J_{p,tot} = \sum_i K_{xi} \cdot (y_i - y_R)^2 + \sum_i K_{yi} \cdot (x_i - x_R)^2 + \sum_i K_{\theta i} \quad \longrightarrow \text{la rigidezza torsionale totale di piano}$$



Questo metodo approssimato in una certa misura giustifica l'asserzione che si trova nelle normative, in cui si afferma che le azioni orizzontali si distribuiscono tra le pareti "in proporzione alla loro rigidezza ed alla loro distribuzione planimetrica"

Ruolo dell'accoppiamento fornito da solai/cordoli e "fasce murarie"



La progettazione dei nuovi edifici in muratura nell'Ordinanza 20/3/2003

All.2 – Cap. 8: EDIFICI IN MURATURA

8.1 Regole generali

8.2 Edifici in muratura ordinaria

8.3 Edifici in muratura armata

8.4 Edifici in zona 4

8.1 Regole generali

8.1.1 Premessa

8.1.2 Materiali

8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

8.1.1 Premessa

- Gli edifici in muratura devono essere realizzati nel rispetto del **D.M. 20 novembre 1987**, “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento” ed eventuali successive modifiche ed integrazioni. In particolare alle predette norme tecniche deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.
- Le presenti norme distinguono due tipi fondamentali di strutture in muratura, **ordinaria** ed **armata**, la seconda delle quali non è presa in considerazione dal D.M. citato. A tal fine si precisa che per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle norme tecniche relative agli edifici in cemento armato, come eventualmente modificate dalle presenti norme.
- Ai fini delle verifiche di sicurezza, **è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del “metodo semiprobabilistico agli stati limite”**.
- Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a $\gamma_m = 2$.

Importanza della corretta concezione strutturale e dei dettagli costruttivi

L'edificio in muratura **deve** essere concepito e realizzato come un assemblaggio **tridimensionale** di muri e solai, garantendo il **funzionamento scatolare**, e conferendo quindi l'opportuna **stabilità e robustezza all'insieme**.

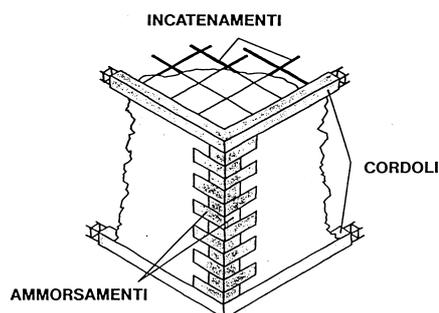
I muri devono per quanto possibile svolgere sia una funzione portante che di controventamento

I solai devono essere sufficientemente **rigidi e resistenti per ripartire le azioni tra i muri di controventamento** (azione di diaframma) e **conferire iperstaticità al sistema**.

I muri portanti, i muri di controventamento e i solai devono essere **efficacemente collegati** tra loro.

E' necessario che i muri rispettino degli **spessori minimi**, e dei **limiti di snellezza**.

In generale, una **buona concezione strutturale ed una corretta realizzazione dei dettagli strutturali** (la cosiddetta "regola d'arte") garantisce un buon comportamento strutturale nella maggior parte dei casi.



8.1.2 Materiali

I blocchi da utilizzare per costruzioni in muratura portante dovranno rispettare seguenti requisiti:

- la **percentuale volumetrica** degli eventuali vuoti non sia superiore al 45% del volume totale del blocco (**blocchi semipieni**);
- gli eventuali **setti siano continui e rettilinei** per tutto lo spessore del blocco (parallelamente al piano della parete);
- la **resistenza caratteristica a rottura** nella direzione portante (f_{bk}) non sia inferiore a 2.5 MPa, calcolata sull'area al lordo delle forature;
- la **resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante**, nel piano di sviluppo della parete (f_{bk}), calcolata nello stesso modo, non sia inferiore a 1.5 MPa.

La **malta di allettamento** dovrà avere resistenza caratteristica non inferiore a 5 MPa.

8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, l'edificio potrà essere considerato in muratura ordinaria o in muratura armata. Il fattore di struttura q da utilizzare per la definizione dello spettro di progetto di cui al punto 3.2.5, è indicato nel seguito. **Nel caso della muratura armata**, il valore inferiore potrà essere applicato senza verificare quale sia il meccanismo di collasso dell'edificio, **il valore superiore potrà essere utilizzato solo applicando i principi di gerarchia delle resistenze** descritti ai punti 8.1.7 e 8.3.2:

- edifici in muratura ordinaria $q = 1.5$
- edifici in muratura armata $q = 2.0 - 3.0$

8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

Confronto tra le **azioni di progetto** calcolate con le Norme Tecniche e quelle secondo il DM LL.PP.16.01.1996

Ordinanza 3274/2003

a_g/g	0.15	0.25	0.35	0.15	0.25	0.35	0.15	0.25	0.35
S	1	1	1	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35
q	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
$\frac{2.5Sa_g}{g}$									
q	0.25	0.417	0.583	0.313	0.521	0.729	0.338	0.563	0.788

DM 16.01.1996

s	6	9	12	6	9	12
ϵ	1	1	1	1.3	1.3	1.3
γ_E	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
β	4	4	4	4	4	4
$\gamma_E c R \epsilon \beta$	0.24	0.42	0.6	0.312	0.546	0.78

Poi, con la Circ.Min. 10.04.1997, le forze si sono ridotte ad un terzo

8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

- Le **piante** degli edifici dovranno essere quanto più possibile **compatte e simmetriche** rispetto ai due assi ortogonali.
- Le strutture costituenti **orizzontamenti e coperture non** devono essere **spingenti**. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

Requisiti geometrici delle pareti

	t_{\min}	$(h_o/t)_{\max}$	$(l/h)_{\min}$
Muratura non armata in pietra	300 mm	10	0,5
Muratura non armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura realizzata con elementi artificiali, in zona 4	150 mm	20	0,3

8.1.5 Metodi di analisi

8.1.5.1 Generalità

8.1.5.2 Analisi statica lineare

8.1.5.3 Analisi dinamica modale

8.1.5.4 Analisi statica non lineare

8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare

8.1.5 Metodi di analisi

8.1.5.2 Analisi statica lineare

È applicabile nei casi previsti al punto 4.5.2. (edifici regolari in elevazione con $T_1 < 2.5 T_C$).

Le **rigidezze** degli elementi murari saranno calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di **rigidezze fessurate è da preferirsi**; in assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurate potranno essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

$$K_o = \frac{GA}{1.2h} \frac{1}{1 + \frac{\alpha' G}{1.2 E} \left(\frac{h}{b}\right)^2}$$

$$\alpha' = \begin{cases} 1.0 & \text{per vincolo a "doppio incastro"} \\ 4.0 & \text{per comportamento "a mensola"} \end{cases}$$

8.1.5 Metodi di analisi

4.5.2 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare può essere effettuata per **costruzioni regolari in altezza** (cfr. 4.3), se $T_1 = 0,05 H^{3/4} \leq 2,5 T_C$ (praticamente sempre soddisfatta per edifici in muratura)

L'analisi statica consiste **nell'applicazione di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio** assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti. La forza da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h(z_i, W_j) / \Sigma(z_j W_j)$$

dove: $F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$

λ è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2 T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi

Gli **effetti torsionali accidentali** di cui al punto 4.4, per edifici aventi massa e rigidezza simmetricamente distribuite in pianta, possono essere considerati amplificando le forze da applicare a ciascun elemento verticale con il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0.6 x / L_e$$

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

8.1.5 Metodi di analisi

8.1.5.2 Analisi statica lineare

È applicabile nei casi previsti al punto 4.5.2.

Le rigidezze degli elementi murari saranno calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidezze fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurate potranno essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

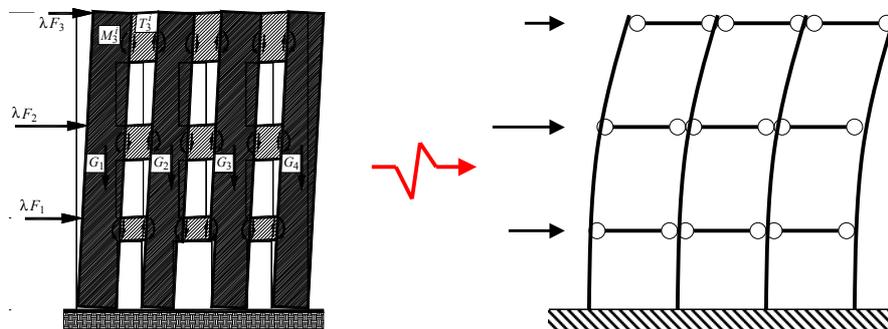
I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, se realizzati in cemento armato, oppure con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali di solaio in acciaio o in legno.

In tal caso, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai solai fini traslazionali alle quote dei solai.

→ MODELLI A MENSOLE

8.1.5 Metodi di analisi

MODELLI A MENSOLE



8.1.5 Metodi di analisi

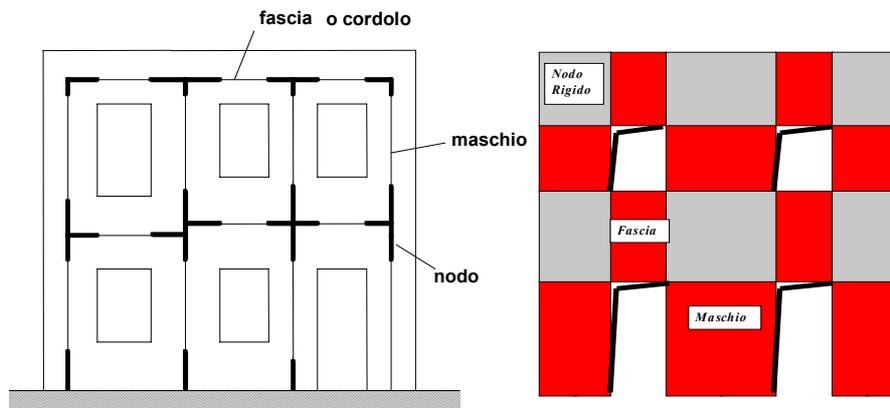
8.1.5.2 Analisi statica lineare

In alternativa, gli *elementi di accoppiamento fra pareti diverse*, quali travi o cordoli in cemento armato e/o travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), *potranno essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi*. Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguiranno i criteri di verifica di cui ai punti 8.1.6, 8.2.2 e 8.3.2. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguiranno i criteri di cui al punto 5.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In tal caso l'analisi potrà essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali potranno essere considerate infinitamente rigide.

→ MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE

8.1.5 Metodi di analisi

→ MODELLI A TELAIO EQUIVALENTE



8.1.5 Metodi di analisi

8.1.5.2 Analisi statica lineare

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio alla base delle diverse pareti risultante dall'analisi lineare potrà essere modificata, a condizione di garantire l'equilibrio globale e di non ridurre di più del 25% né di incrementare di più del 33% l'azione in alcuna parete.

Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali:

Forza $F_a = W_a S_a \gamma_l / q_a$ applicata al baricentro dell'elemento:

dove q_a è il fattore di struttura dell'elemento, da considerare pari a 2 (ad esempio per pannelli di tamponamento e controsoffitti)

$S_a = 3 S_a g (1 + Z/H) / (g (1 + (1 - T_a/T_1)^2))$ coefficiente di amplificazione

T_a è il primo periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale nella direzione considerata, valutato anche in modo approssimato

T_1 è il primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata

8.1.5 Metodi di analisi

8.1.5.3 Analisi dinamica modale

- È applicabile in tutti i casi, con le **limitazioni di cui al punto 4.5.3**. Quanto indicato per modellazione e possibilità di ridistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.
- Nel caso in cui si utilizzino **due modelli piani separati (edif. regolari in pianta)**, le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

“4.5.3 Analisi dinamica modale

(...)Due modelli piani separati, ai sensi del punto 4.4, possono essere utilizzati a condizione che siano rispettati i criteri di regolarità in pianta di cui al punto 4.3.

Dovranno essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

(...)

Gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati in modo analogo a quanto indicato per il caso di analisi lineare statica.”

8.1.5.4 Analisi statica non lineare

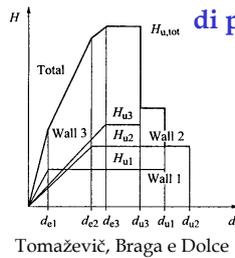
La modellazione della struttura potrà essere effettuata **secondo quanto indicato nel caso di analisi statica lineare ovvero utilizzando modelli non lineari più sofisticati purché adeguatamente documentati.**

L'analisi dovrà essere effettuata utilizzando **almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali**, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano: una distribuzione di forze proporzionali alle masse; una distribuzione di forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare. **I maschi potranno** essere caratterizzati da un **comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza di snervamento equivalente e spostamenti di snervamento e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio** di cui ai punti 8.2.2 e 8.3.2.

Per **edifici con numero di piani superiore a due**, il modello dovrà **tenere conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali e dovrà garantire l'equilibrio rotazionale** degli elementi di intersezione tra muri e fasce, che **potranno** essere considerati infinitamente rigidi.

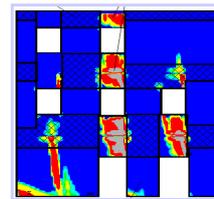
Modelli di calcolo per l'analisi statica non lineare

"A meccanismo di piano"



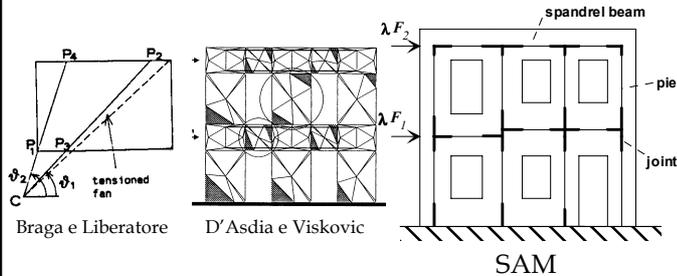
→ Edifici fino a 2 piani modelli a "meccanismi di piano" (es. POR-FLEX, POR-90, etc.)

Elementi finiti

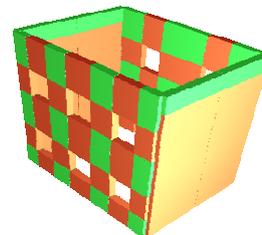


Gambarotta e Lagomarsino, Anthoine, Maier et al., Lourenço

Modelli a 'macroelementi'



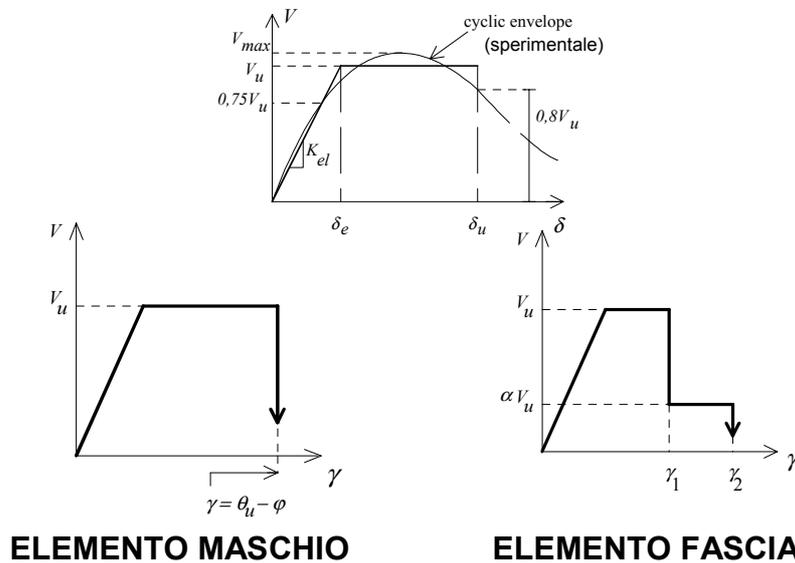
Magenes e Della Fontana



TREMURI

Lagomarsino, Penna e Galasco

ESEMPIO DI COMPORTAMENTO NON LINEARE SEMPLIFICATO (ELASTO-PLASTICO)



8.1.5.4 Analisi statica non lineare

Il risultato consisterà in un **diagramma** riportante in ascissa lo spostamento orizzontale dell'edificio a due terzi della sua altezza totale, in ordinata la forza orizzontale totale applicata. → **CURVA DI CAPACITÀ**

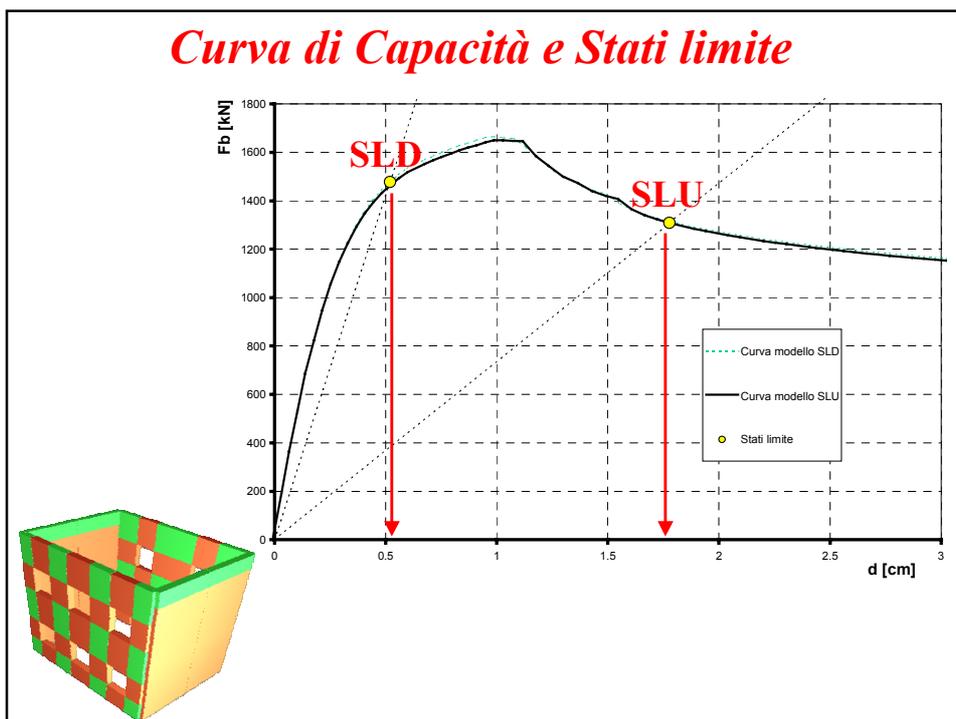
La **capacità di spostamento** relativa agli stati limite di danno e ultimo (punti 2.1, 2.2, 4.11) verrà **valutata sulla curva globale** così definita, in corrispondenza dei punti seguenti:

stato limite di danno: dello **spostamento minore** tra quello corrispondente al raggiungimento della **massima forza** e quello per il quale il **primo maschio** murario raggiunge lo **spostamento ultimo**;

stato limite ultimo: dello spostamento corrispondente ad una **riduzione delle forza pari al 20% del massimo**, per effetto della progressiva eliminazione dei contributi dei maschi murari che raggiungono lo spostamento ultimo.

Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

Curva di Capacità e Stati limite



8.1.5 Metodi di analisi

8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare

Si applica integralmente il punto 4.5.5 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura

“4.5.5 Analisi dinamica non lineare

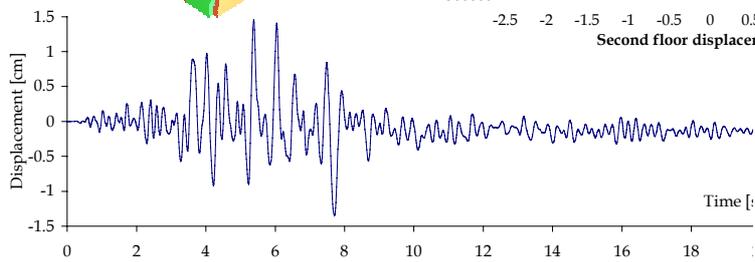
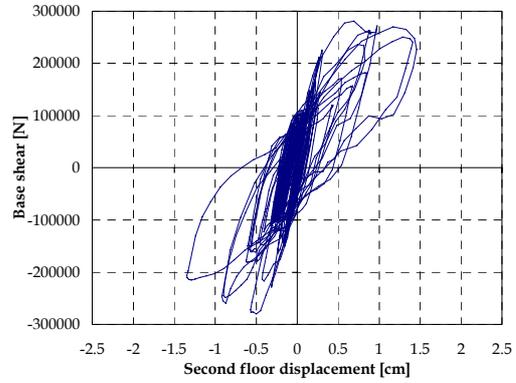
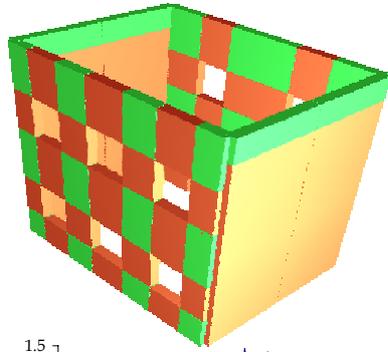
La risposta sismica della struttura può essere calcolata mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello tridimensionale dell’edificio e gli accelerogrammi definiti al punto 3.2.7.

Il modello costitutivo utilizzato per la rappresentazione del comportamento non lineare della struttura dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell’energia dissipata nei cicli di isteresi.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi le azioni potranno essere rappresentate dai valori medi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli.

Il fattore d’importanza di cui ai punti 2.5 e 4.7 dovrà essere applicato alle ordinate degli accelerogrammi.”

8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare



8.1.6 Verifiche di sicurezza

8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze

8.1.8 Fondazioni

8.1.9 Edifici semplici

8.1.6 Verifiche di sicurezza

In caso di **analisi lineare**, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: **pressoflessione, taglio e scorrimento nel piano della parete, pressoflessione fuori piano**.

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio sarà derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al punto 8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai punti 8.2.2 e 8.3.2.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente verificate, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per gli edifici che rientrino nella definizione di **edificio semplice (punto 8.1.9).**

8.1.6 Verifiche di sicurezza

Nel caso di **analisi non lineare**, la verifica di sicurezza consisterà (potrà consistere) nel **confronto tra la capacità di spostamento ultimo dell'edificio a due terzi della sua altezza e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro elastico** di spostamento in corrispondenza del periodo di vibrazione calcolato utilizzando la rigidità secante allo spostamento ultimo. La domanda di spostamento sarà:

$$\Delta_d = S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2$$

Δ_d domanda di spostamento,

$S_{De}(T_s)$ spostamento spettrale per periodo secante a SLU, T_s .

Il coefficiente **η potrà essere** assunto pari a **0.8**.

NB: Sulla base dei dati sperimentali disponibili, il coefficiente η può assumersi anche pari a 0.7 ($\xi = 15\%$)

E' applicabile (in alternativa) anche alle strutture in muratura il metodo generale per l'analisi statica non lineare (punto 4.5.4)

8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze

*I principi di gerarchia delle resistenze si applicano esclusivamente al caso di **muratura armata**.*

*Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'**evitare il collasso per taglio** per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende applicato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore $\gamma_{Rd} = 1.5$.*

Quando si applichino i principi di gerarchia delle resistenze è consentito l'utilizzo di $q = 3$ (punto 8.1.3).

8.1.8 Fondazioni

*Le strutture di fondazione **devono essere realizzate in cemento armato**.*

*Dovranno essere **continue**, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.*

8.1.9 Edifici semplici

Per gli edifici semplici non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

Si definiscono “edifici semplici” quelli, **regolari** (cfr.4.3), in cui:

- Le **pareti portanti** dell’edificio siano pressoché **simmetriche in pianta in due direzioni tra loro ortogonali e siano continue dalle fondazioni alla sommità dell’edificio.**
- In ciascuna delle due direzioni siano previste **almeno due pareti di lunghezza, al netto delle aperture, non inferiore al 30% della larghezza dell’edificio nella medesima direzione.**
- La **distanza** tra queste due pareti sia **non inferiore al 75 % della larghezza dell’edificio nella direzione ortogonale.**
- **Almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.**
- **Nessuna altezza interpiano sia superiore a 3.5 m.**

8.1.9 Edifici semplici

- *Il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie del piano terreno non sia inferiore ai valori indicati nella tabella seguente, in funzione del numero di piani dell’edificio e della zona sismica, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:*

Zona sismica		1	2	3	4
Tipo di struttura	Numero di piani				
Muratura ordinaria	1	5 %	4 %	3 %	2 %
	2	6 %	5 %	4 %	3 %
	3		6 %	5 %	4 %
Muratura armata	1	4 %	3 %	2 %	2 %
	2	5 %	4 %	3 %	2 %
	3	6 %	5 %	4 %	3 %
	4	7 %	6 %	5 %	4 %

È implicitamente inteso che il **numero di piani** dell’edificio **non** può essere **superiore a 3** per edifici in **muratura ordinaria** ed a **4** per edifici in **muratura armata**.

8.2. Edifici in muratura ordinaria

8.2.1 Criteri di progetto

8.2.2 Verifiche di sicurezza

8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

8.2.2.2 Taglio

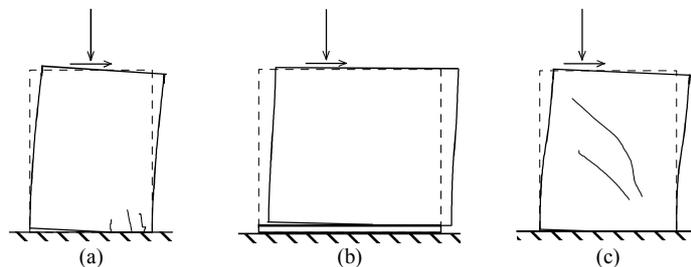
8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

8.2.3 Particolari costruttivi

8.2.1 Criteri di progetto

Oltre ai criteri definiti al punto 8.1.4, gli edifici in muratura ordinaria dovranno di regola avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, si prenderanno in considerazione per la verifica del generico piano, esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

Meccanismi di collasso in un maschio murario



Pressoflessione

Scorrimento

Taglio



8.2.2 Verifiche di sicurezza

8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

Momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 f_d) \quad (8.2)$$

dove: M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_o è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/lt , con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.8% dell'altezza del pannello.

8.2.2 Verifiche di sicurezza

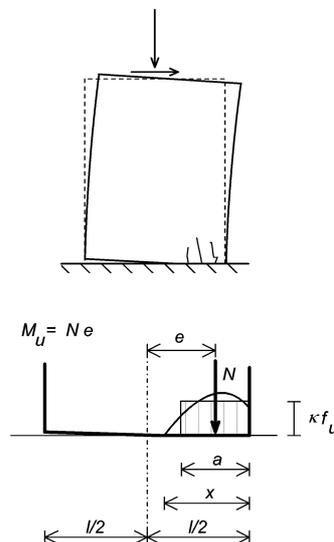
8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

eq. a traslaz. verticale: $a = \frac{N}{\kappa f_u t}$

$\kappa = 0.85$

eq. a rotazione:

$$M_u = N \left(\frac{l-a}{2} \right) = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{\kappa f_u l t} \right) = \frac{\sigma_0 l^2 t}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{\kappa f_u} \right)$$



8.2.2 Verifiche di sicurezza

8.2.2.2 Taglio

La **verifica a taglio** di ciascun elemento strutturale si effettuerà per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vk} / \gamma_M \quad (8.3)$$

dove: l' è la larghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

f_{vk} è definito al punto 2.3.2.1 del DM 20.11.87, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel DM citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P/l't$).

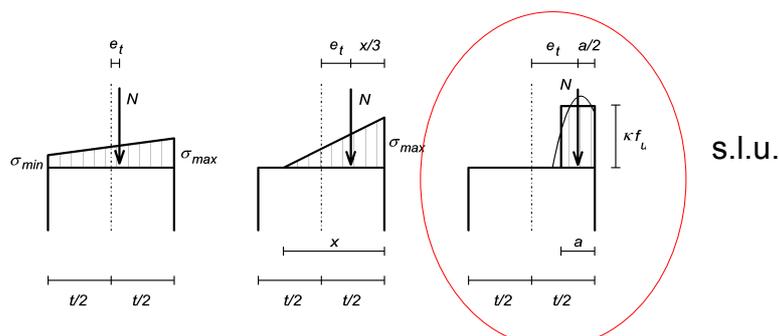
Il valore di f_{vk} non potrà comunque essere maggiore di 1.4 , dove indica la resistenza caratteristica a compressione dei blocchi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.4% dell'altezza del pannello.

8.2.2 Verifiche di sicurezza

8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della sollecitazione pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.



8.2.3 Particolari costruttivi

- Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.
- I cordoli avranno larghezza almeno pari a quella del muro. È consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'altezza minima dei cordoli sarà pari all'altezza del solaio. L'armatura corrente non sarà inferiore a 8 cm^2 , le staffe avranno diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai dovranno essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.
- Ciascun muro costituente parte del sistema resistente alle azioni orizzontali deve essere intersecato da altri muri ad esso perpendicolari ad interasse non superiore a 7 m.
- In corrispondenza di incroci tra pareti portanti sono prescritte, su entrambi i lati, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.
- Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave in cemento armato o in acciaio efficacemente ammortato alla muratura.

8.3. Edifici in muratura armata

8.3.1 Criteri di progetto

8.3.2 Verifiche di sicurezza

8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

8.3.2.2 Taglio

8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano

8.3.3 Particolari costruttivi

8.3.1 Criteri di progetto

Ciascuna parete muraria realizzata in muratura armata costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture.

Tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi, secondo quanto specificato al punto 8.1.5.2.

*L'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un **comportamento di tipo globale**, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.*

8.3.2 Verifiche di sicurezza

8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

Per la **verifica di sezioni pressoinflesse** potrà essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0.8 x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0.85 f_d$. Le deformazioni massime da considerare sono pari a $\varepsilon_m = 0.0035$ per la muratura compressa e $\varepsilon_s = 0.01$ per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 1.2% dell'altezza del pannello.

8.3.2 Verifiche di sicurezza

8.3.2.2 Taglio

Resistenza a taglio :

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (8.4)$$

$$V_{t,M} = d t f_{vk} / \gamma_M \quad (8.5)$$

f_{vk} è definito al punto 2.3.2.1 del DM 20.11.87 calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel DM citato) sulla sezione lorda di larghezza d ($\sigma_n = P/dt$).

$$V_{t,S} = (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s \quad (8.6)$$

Dovrà essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0.3 f_d t d \quad (8.7)$$

f_d è la resistenza a compressione di progetto nella direzione dell'azione agente.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.6% dell'altezza del pannello.

8.3.2 Verifiche di sicurezza

8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica sarà effettuata adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

8.3.3 Particolari costruttivi

- Quanto indicato al punto 8.2.3 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni ed ulteriori prescrizioni.*
- Ciascun muro costituente parte del sistema resistente alle azioni orizzontali deve essere intersecato da altri muri ad esso perpendicolari ad interasse non superiore a 9 m. Gli architravi soprastanti le aperture potranno essere realizzati in muratura armata.*
- L'armatura orizzontale, collocata nei letti di malta o in apposite scanalature nei blocchi, non potrà avere interasse superiore a 600 mm. Non potranno essere usate barre di diametro inferiore a 5 mm. La percentuale di armatura, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05 %, né superiore allo 0.5%.*
- L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi. Armature verticali con sezione complessiva non inferiore a 200 mm² dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti e comunque ad interasse non superiore a 4 m. La percentuale di armatura, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05 %, né superiore allo 1.0%.*
- Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse dovranno essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.*

8.4 Edifici in zona 4

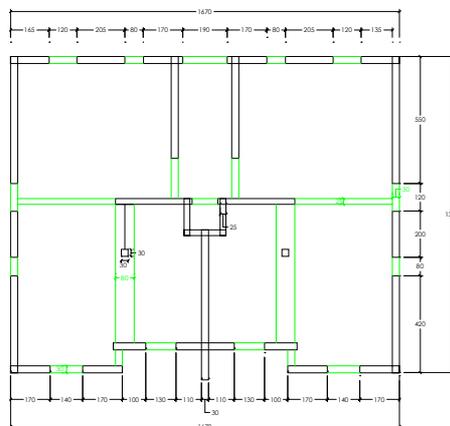
Gli edifici con struttura in muratura da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione “non sismica”, alle seguenti condizioni.

- Deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), in cui si assumerà $S_d(T) = 0,10$ per strutture in muratura non armata e $S_d(T) = 0,06$ per strutture in muratura armata. Le relative verifiche di sicurezza possono essere effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.
- Gli edifici in muratura ordinaria devono rispettare quanto prescritto al punto 8.2.3
- Gli edifici in muratura armata devono rispettare quanto prescritto al punto 8.3.3.

EDIFICIO n. 1 - Muratura ordinaria e armata

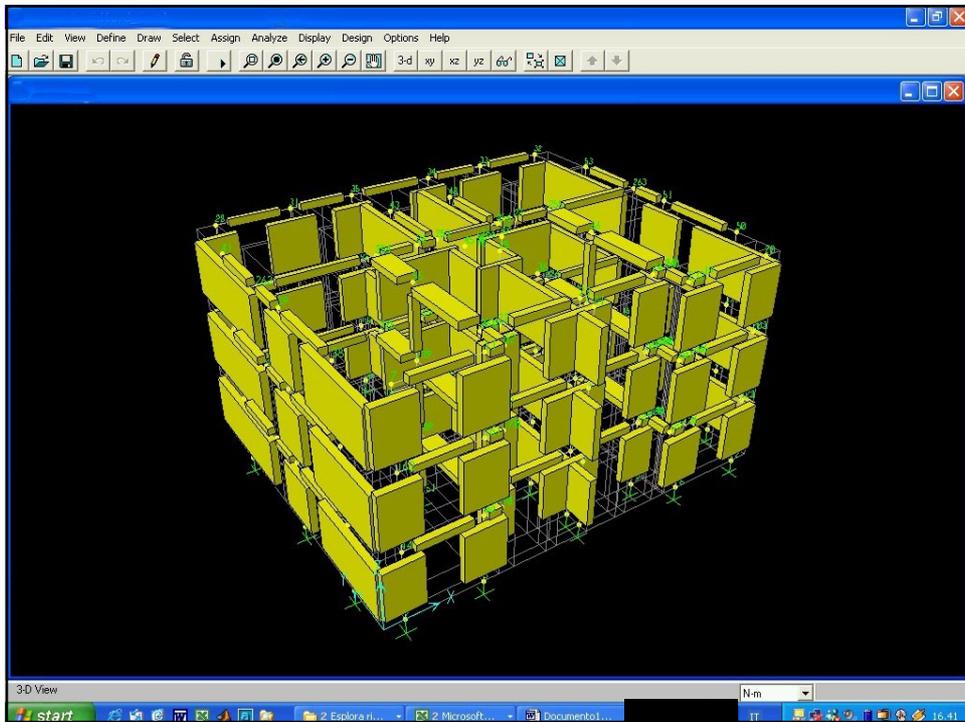
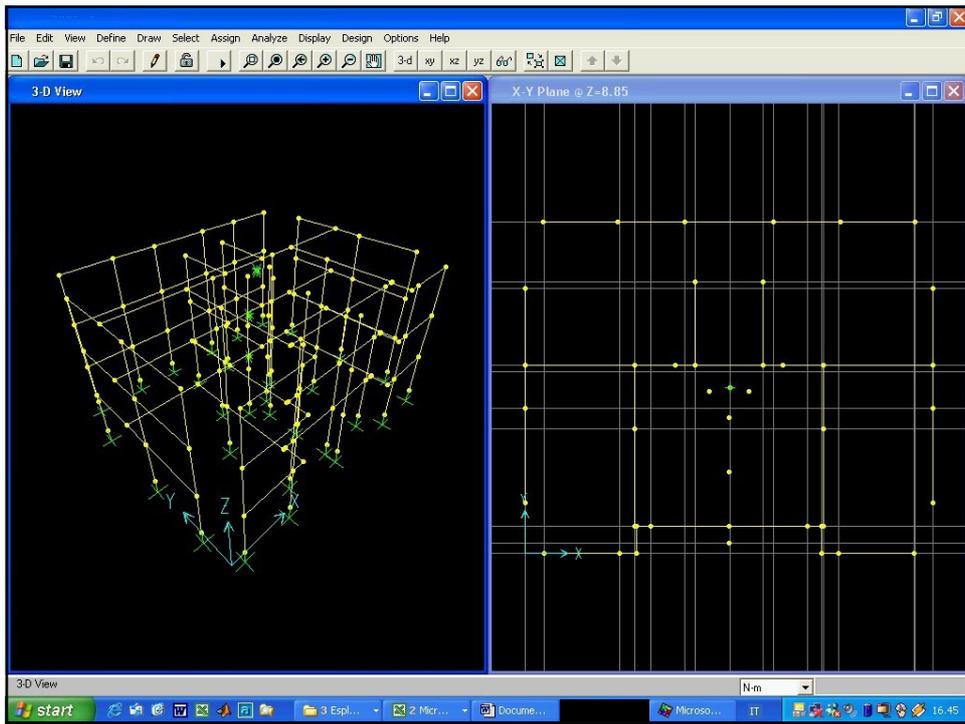
Numero piani	2/3	Spessore muratura	30/25 (cm)
Altezza di piano	300 (cm)	Solai di piano e copertura	laterocemento
Altezza netta di piano	270 (cm)	Area in pianta (esclusi aggetti)	221.7 m ²

Fbk (compressione blocco)	10 MPa
F'bk (comp. blocco piano muro)	2 MPa
Fk (compressione muratura)	4.5 MPa
Fvko (taglio senza carico vert.)	0.2 MPa
Tipo di malta	M2 (>=8 MPa)

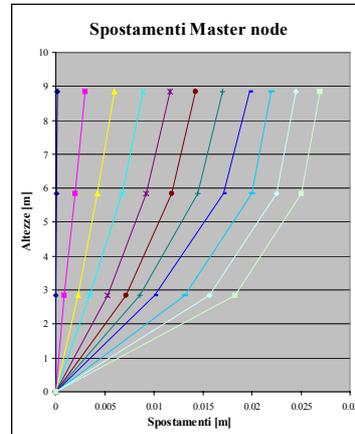
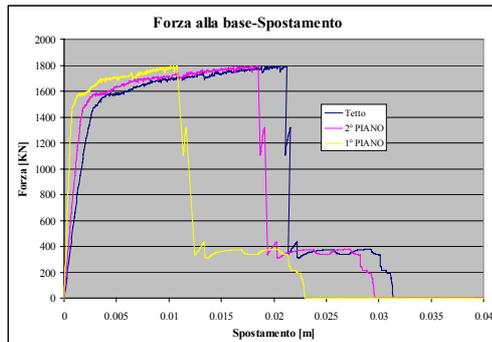


Area in pianta del fabbricato (m²) -----> 221.7

Direzione X			Direzione Y				
PAR	s (cm)	L (cm)	A (m ²)	PAR	s (cm)	L (cm)	A (m ²)
X01	30	165	0.495	Y01	30	420	1.260
X02	30	205	0.615	Y02	30	200	0.600
X03	30	170	0.510	Y03	30	550	1.650
X04	30	170	0.510	Y04	30	480	1.440
X05	30	205	0.615	Y05	25	210	0.525
X06	30	165	0.495	Y06	25	210	0.525
X07	25	330	0.825	Y07	30	470	1.410
X08	25	330	0.825	Y08	30	470	1.410
X09	30	170	0.510	Y09	30	120	0.360
X10	30	170	0.510	Y10	30	420	1.260
X11	30	140	0.420	Y11	30	550	1.650
X12	30	250	0.750	Y12	30	520	1.560
X13	30	140	0.420				
X14	30	170	0.510	TOTALE area muri			13.650
X15	30	170	0.510	% murature Y			6.16%
X16	25	180	0.450				
TOTALE area muri			8.370				
% murature X			4.05%				



ANALISI STATICA NON LINEARE (SAM)

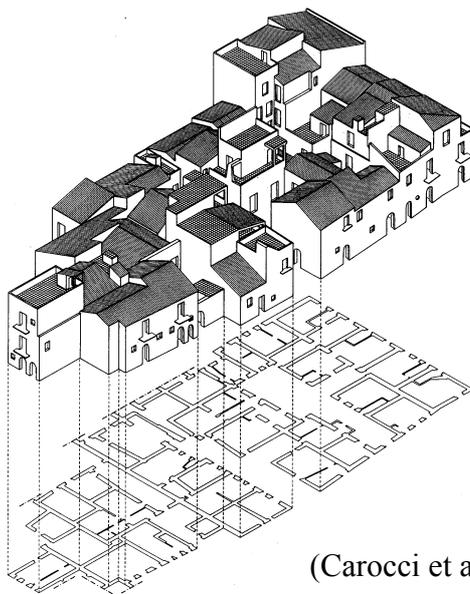


	1A		2BCE		3D		4D	
	Pres-fles.	Taglio	Pres-fles.	Taglio	Pres-fles.	Taglio	Pres-fles.	Taglio
2 PIANI ORDINARIA								
ANALISI A MENSOLA	NO	NO	NO	NO	NO	NO	XNO; YOK	XNO; YOK
ANALISI A TELAIO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	XNO; YOK	XNO; YOK
ANALISI STATICHE NON LINEARI (SLU)	XNO; YOK		XNO; YOK		X; YOK		X; YOK	
ANALISI STATICHE NON LINEARI (SLD)	X; YOK		X; YOK		X; YOK		X; YOK	
3 PIANI ORDINARIA								
ANALISI A MENSOLA	NO	NO	NO	NO	NO	NO	XNO; YOK	XNO; YOK
ANALISI A TELAIO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	XNO; YOK	XNO; YOK
ANALISI STATICHE NON LINEARI (SLU)	XNO; YNO		XNO; YNO		XNO; YOK		X; YOK	
ANALISI STATICHE NON LINEARI (SLD)	X; YOK		X; YOK		X; YOK		X; YOK	
2 PIANI ARMATA								
ANALISI A MENSOLA	DrYOK; DrX; NO	OK	DrYOK; DrX; Ni	OK	OK	OK	OK	OK
ANALISI A TELAIO	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ANALISI STATICHE NON LINEARI (SLU)	X; YOK		X; YOK		X; YOK			
ANALISI STATICHE NON LINEARI (SLD)	X; YOK		X; YOK		X; YOK			
3 PIANI ARMATA								
ANALISI A MENSOLA	NO	OK	NO	OK	DrYOK; DrX; NO	OK		
ANALISI A TELAIO	OK	OK	OK	OK	OK	OK		
ANALISI STATICHE NON LINEARI (SLU)	XNO; YOK		XNO; YOK		X; YOK			
ANALISI STATICHE NON LINEARI (SLD)	X; YOK		X; YOK		X; YOK			

Edifici esistenti in muratura: valutazione della sicurezza, scelta degli interventi

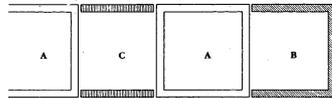
**La realtà di
molti centri
storici:**

**Che cosa è
“l’edificio”?**

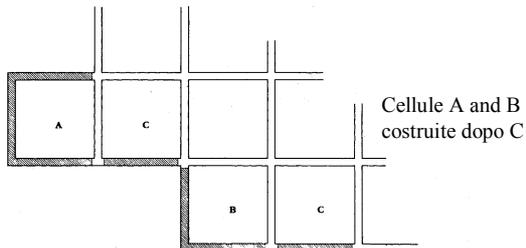


(Carocci et al., 1993)

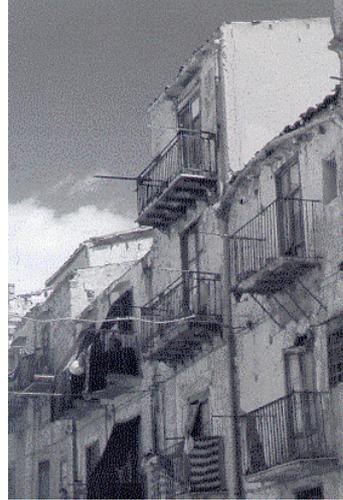
ACCRESCEMENTI ED INTASAMENTI SUCCESSIVI IN PIANTA



A: Cellula esistente
B e C: Cellule aggiunte



AGGIUNTA DI SOPRAELEVAZIONI



(Giuffré, 1993)

Sebbene l'edificio nel suo insieme sia una complessa **struttura iperstatica**, è opportuno cercare di scomporla in **sottosistemi più semplici** che possono essere trattati come **isostatici**.

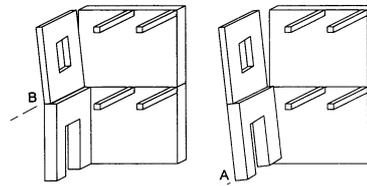
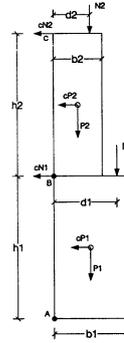
La metodologia deve basarsi sul rispetto dell'**equilibrio** e sulla compatibilità delle forze esterne ed interne con la **resistenza di ciascun sottosistema**.

Il primo passo della modellazione è di **comprendere i meccanismi di risposta dei singoli sottosistemi**.

(v. Giuffré, 1989-1997)

Un possibile approccio: l'analisi limite per meccanismi

- E' un approccio statico
- Si considerano cinematismi rigidi
- Si considera una distribuzione di forze proporzionali ai pesi o ad una distribuzione variabile con l'altezza, scalata secondo un moltiplicatore scalare c (λ).
- Si cerca di valutare il valore minimo moltiplicatore c (λ) che attivi un meccanismo di collasso.

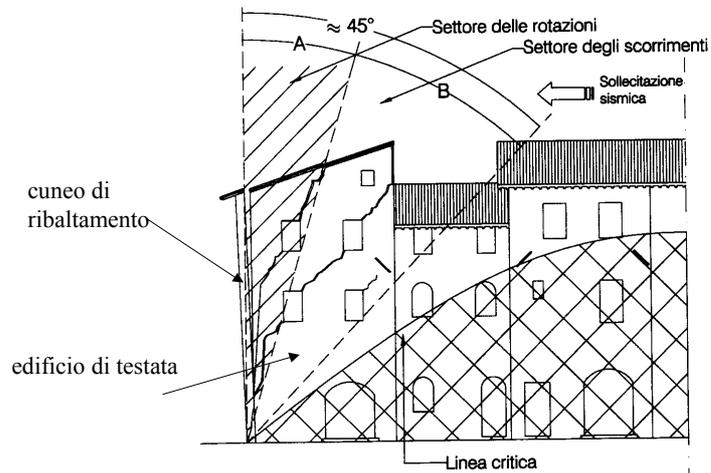


(da Borri, Avorio, Cangi, 1999)

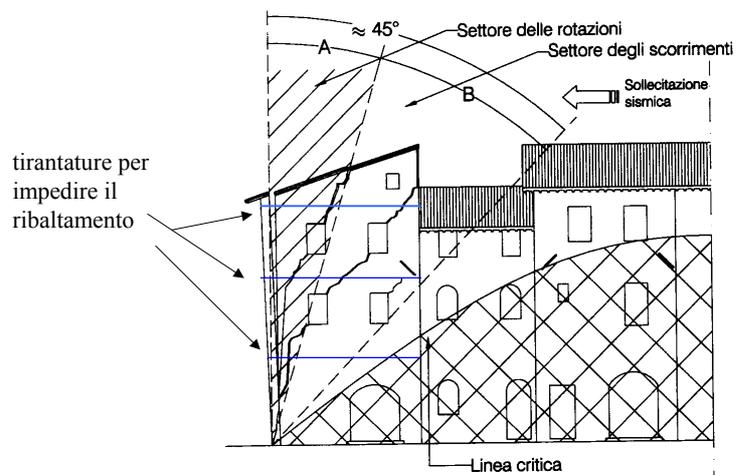
ANALISI DELLA RISPOSTA GLOBALE DI UN EDIFICIO

- Un'analisi della risposta globale di un edificio ha significato quando sono impediti i meccanismi di collasso locali fuori dal piano (presenza di catene, cordolature...).
- In questo caso, la risposta dell'edificio è governata dalla **resistenza nel piano delle pareti**.
- In edifici inseriti in un aggregato, il significato dell'analisi è convenzionale, a causa dell'interazione con gli edifici adiacenti.

NECESSITA' DI INCATENAMENTI PER ATTIVARE LA RESISTENZA NEL PIANO DELLE PARETI



NECESSITA' DI INCATENAMENTI PER ATTIVARE LA RESISTENZA NEL PIANO DELLE PARETI



(da Giuffrè, 1993)

**La verifica e l'adeguamento/miglioramento
sismico degli edifici esistenti in muratura
nell'Ordinanza 20/3/2003**

**All.2 – Cap. 11.5: EDIFICI IN
MURATURA**

11.5.1 Requisiti di sicurezza e criteri di verifica

Si applica quanto prescritto al capitolo 2 per gli edifici di nuova costruzione (*stati limite, requisiti generali, terreni di fondazione, livelli di protezione antisismica*)

11.5.2 Dati necessari e identificazione del livello di conoscenza

11.5.2.1 Geometria

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola da operazioni di rilievo. Si distinguono:

Rilievo sommario: comprende il rilievo dei **principali elementi strutturali resistenti** a taglio, piano per piano, **delle volte in muratura** ed una stima **a campione** dell'andamento e della rigidezza (e resistenza) dei **solai**.

Rilievo completo: comprende il rilievo completo, piano per piano, di **tutti** gli elementi in muratura, il rilievo delle volte e della loro tipologia, il rilievo dell'andamento di tutti i solai, una valutazione accurata della loro rigidezza ed una valutazione dei carichi di gravità gravanti su ogni elemento di parete.

11.5.2.2 Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del **collegamento tra pareti ortogonali**
- b) qualità del **collegamento tra solai e pareti** ed eventuale presenza di cordoli di piano
- c) esistenza di **architravi dotate di resistenza flessionale** al di sopra delle aperture
- d) presenza di **elementi strutturali spingenti** e di eventuali elementi atti ad eliminare la spinta
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad **elevata vulnerabilità**
- f) **tipologia e qualità della muratura** (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali), eseguita in mattoni o in pietra (regolare, irregolare)
- g) presenza e rappresentazione dell'**eventuale quadro fessurativo**.

Si distinguono:

Verifiche in-situ limitate: sono basate unicamente su rilievi di tipo visivo e possono essere effettuate per campione.

Verifiche in-situ estese ed adeguate: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, di regola, a scrostature di intonaco, messa a nudo delle caratteristiche di immersionamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti a), b) e f) potrà essere effettuato per campione. L'efficacia degli eventuali elementi atti ad eliminare la spinta dovrà essere verificato sperimentalmente. L'esame degli elementi di cui ai punti c), d) ed e) dovrà estendersi in modo sistematico all'intero edificio.

11.5.2.3 Proprietà dei materiali

La **qualità della muratura** dovrà essere verificata: **a) in situ**, mediante il rilievo della tessitura muraria in superficie ed in sezione (mediante piccoli scassi); **b) in laboratorio** mediante la caratterizzazione di malte, pietre e/o mattoni prelevati in situ. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio su elementi prelevati dalle strutture dell'edificio. Le prove possono in generale comprendere l'utilizzo della prova con doppio martinetto piatto, prove di compressione diagonale su pannelli e prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, radar, ecc.) possono essere impiegati in combinazione, ma non in sostituzione di quelli sopra descritti.

Verifiche in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione. **Sono basate su esami visivi** della tessitura della muratura e degli elementi (blocchi e malta) di cui è costituita. Deve essere effettuato almeno un esame per ogni tipo di muratura presente e per ogni piano dell'edificio. Non sono richieste prove sperimentali.

Verifiche in-situ estese: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. È richiesta **almeno una prova** su ciascun tipo di muratura presente, in aggiunta alle verifiche visive di cui al punto precedente.

Verifiche in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. Sono richieste **almeno tre prove** su ciascun tipo di muratura presente, in aggiunta alle verifiche visive.

11.5.3 Coefficienti parziali di sicurezza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito si applicano i coefficienti parziali di sicurezza indicati nella tabella seguente. Il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati rilievo completo, e verifiche in situ adeguate ed esaustive. Il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati rilievo completo, e verifiche in situ estese.

Tabella 11.6 – Valori dei coefficienti parziali di sicurezza

Livello di conoscenza	Coefficiente
LC1	$1.5\gamma_m$
LC2	γ_m
LC3	$0.70\gamma_m$

Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e coefficienti parziali di sicurezza dei materiali (edifici in muratura)

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	
LC1	Rilievo sommario	(Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e) <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la (pratica costr. dell'epoca) qual. muraria rilevata <i>limitate</i> prove in-situ	Tutti*	Aumentati $1.5\gamma_m$
LC2	(Da disegni originali con rilievo visivo a campione oppure) rilievo ex-novo completo	(Disegni costruttivi incompleti + <i>limitate</i> verifiche in situ oppure) estese ed adeguate verifiche in-situ	(Dalle specifiche originali di progetto + <i>limitate</i> prove in-situ oppure) estese prove in-situ	Tutti*	Invariati γ_m
LC3		(Disegni costruttivi completi + <i>limitate</i> verifiche in situ oppure) Estese ed adeguate verifiche in-situ	(Dai certificati di prova originali + <i>limitate</i> prove in situ oppure) Esaustive prove in-situ	Tutti*	Diminuiti $0.7\gamma_m$

* Nel rispetto e nei limiti dei punti 4.5 e 8.1.5



Cattiva qualità muraria
(terremoto Umbria-Marche)

11.5.4.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza

Valgono le indicazioni prescrittive di cui ai punti 2.5 e 4.7.

11.5.4.2 Azione sismica

Si applicano le prescrizioni di cui al capitolo 3.

11.5.4.3 Modellazione della struttura

Si applicano i criteri e le indicazioni fornite ai punti 4.3 (regolarità strutturale) e 4.4 (modellazione).

11.5.4.4 Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili come indicato al punto 3.3, **possono** essere valutati con **uno dei metodi di cui al punto 4.5**, con le precisazioni e restrizioni indicate al punto 8.1.5.

11.5.4.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Valgono i criteri di cui al punto 4.6

11.5.5 Verifiche di sicurezza

Si applica quanto prescritto ai punti 8.1.6 e 8.2.2 per gli edifici in muratura ordinaria (verifiche a **pressoflessione e a taglio**).

11.5.6 Criteri per la scelta dell'intervento

11.5.6.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- Nel caso in cui siano state evidenziate **inadeguatezze in uno o più dei dettagli** di cui al punto 11.5.2.2 è necessario intervenire specificamente. In particolare, architravi non resistenti a flessione, spinte orizzontali, collegamenti inadeguati tra solai e pareti, elementi a forte vulnerabilità, vanno in ogni caso eliminati. Collegamenti inadeguati tra pareti ortogonali possono essere mantenuti, a condizione che vengano tenuti opportunamente in conto nel calcolo.
- Nel caso di **edifici fortemente irregolari** (in termini di resistenza e/o rigidità) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione.
- Una **maggior regolarità** può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi.
- La **trasformazione di solai flessibili in solai rigidi** comporta una diversa distribuzione delle azioni agenti sulle pareti, che può rilevarsi favorevole o sfavorevole in funzione della geometria della struttura.
- Sono sempre opportuni **interventi volti a migliorare la capacità deformativa** di singoli elementi.
- È necessario **verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura (importante!!!)**.

11.5.6.2 Tipo di intervento

L'intervento **può appartenere** a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- **Rinforzo, sostituzione o ricostruzione di parte degli elementi.**
- **Modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti** come, ad esempio, nuovi setti murari, pareti in c.a., pareti di controvento in acciaio, cordoli di incatenamento in c.a. per strutture murarie, incatenamenti di volte o di strutture spingenti, ...
- **Modifica dell'organismo strutturale:** saldatura di giunti tra corpi fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani "deboli", irrigidimento di solai, ...
- **Introduzione di un sistema strutturale** aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto.
- **Eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali**, ad esempio con incamiciatura in c.a. di tamponature non portanti;
- **Introduzione di una protezione passiva** mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base.
- **Riduzione delle masse.**
- **Limitazione o cambiamento della destinazione d'uso** dell'edificio.
- **Demolizione parziale o totale.**

11.5.7 Progetto dell'intervento

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

- **scelta motivata** del tipo di intervento;
- **scelta delle tecniche e/o dei materiali;**
- **dimensionamento preliminare** dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- **analisi strutturale** con i metodi ammessi al punto 11.5.4 considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- **le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati** in accordo con quanto indicato ai punti successivi, ovvero, in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;
- nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 9.

SCelta DELL'INTERVENTO: FASE CRUCIALE



Copertura rigida e pesante su muratura di qualità non elevata
(terrem. Umbria-Marche)

11.5.8 Modelli di capacità per la valutazione

11.5.8.1 Pareti murarie

Si utilizzano i modelli descritti al punto 8.2.2, con i coefficienti parziali di sicurezza di cui alla tabella 11.6.

Nel caso di analisi non lineare, lo spostamento ultimo di ciascun pannello potrà essere assunto pari a quanto indicato per collasso in presso flessione (punto 8.2.2.1) solo se la resistenza a collasso per taglio del pannello è superiore rispetto a quella per presso flessione di almeno il 30 % .

11.5.8.2 Solai

La rigidezza e la resistenza dei solai in ciascuna delle due direzioni dovrà essere valutata e considerata nel modello. I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi e resistenti nel caso in cui rispettino quanto indicato ai punti 4.11.1.6 e 8.1.5.2..

11.5.9 Modelli di capacità per il rinforzo

I modelli utilizzati per gli elementi rinforzati, dovranno essere giustificati dal progettista. I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati dovranno corrispondere ai livelli di conoscenza descritti nel presente capitolo 11. In particolare, **valutazioni effettuate sulla sola base di dati di letteratura senza ricorrere a verifiche sperimentali comporterà l'utilizzo di fattori parziali di sicurezza corrispondenti ad un livello di conoscenza LC1.**

11.5.10 Edifici semplici

È consentito applicare le norme semplificate di cui al punto 8.1.9 quando, oltre alle condizioni ivi prescritte, dopo l'eventuale intervento di adeguamento, risulti verificato quanto segue.

- a) Le pareti ortogonali siano tra loro ben collegate
- b) I solai siano ben collegati alle pareti, per mezzo di tasselli e/o di cordoli di piano
- c) Tutte le aperture siano dotate di architravi dotate di resistenza flessionale
- d) Tutti gli elementi spingenti eventualmente presenti siano dotati di accorgimenti atti ad eliminare o equilibrare le spinte orizzontali
- e) Tutti gli elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità siano stati eliminati
- f) Tutti i solai possano essere considerati infinitamente rigidi e resistenti (punti 4.11.1.6 e 8.1.5.2)
- g) Le murature non siano a sacco o a doppio paramento, ed in generale di cattiva qualità e scarsa resistenza (es. muratura in foratoni, o con spessori chiaramente insufficienti).

Nell'intervento sull'esistente:

- è indispensabile conoscere l'oggetto che si studia
- è indispensabile informarsi ed imparare dall'esperienza dei terremoti recenti!