



MODULO II

Diagnostica Strutturale e Livelli di Conoscenza

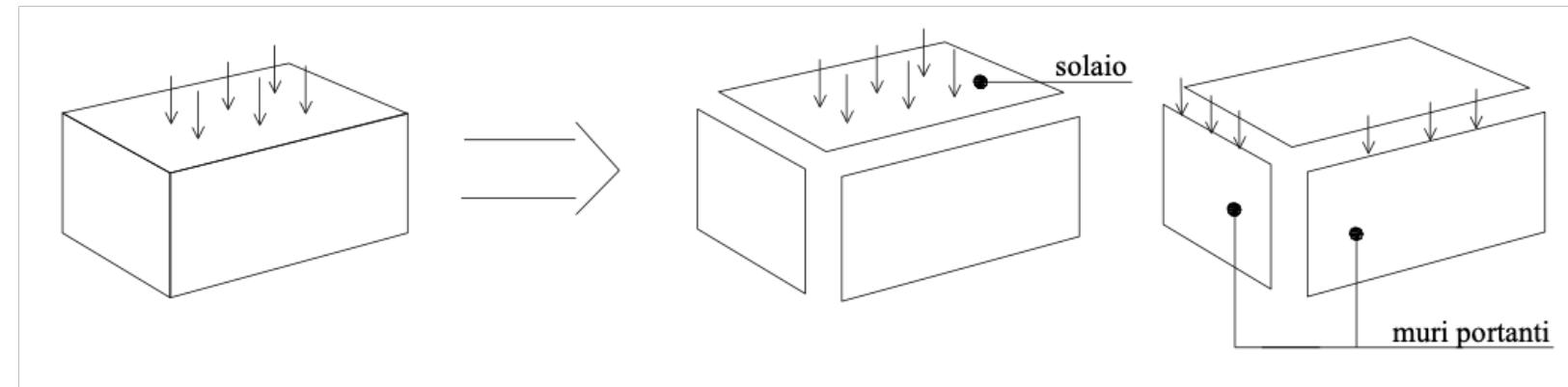
Esiste un responsabile?



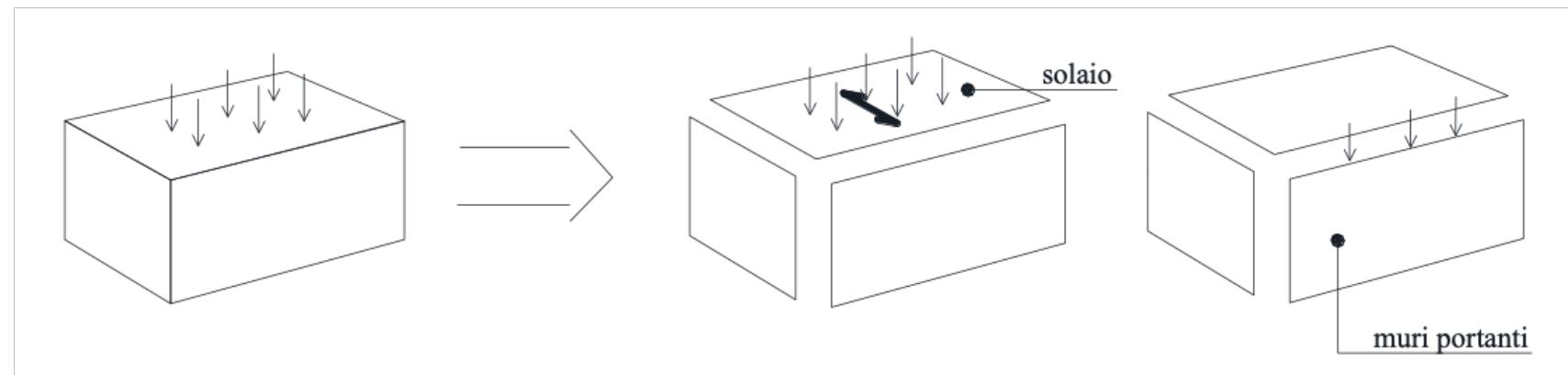
CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO IN MURATURA

Nell'organismo strutturale murario si possono individuare elementi distinti per il diverso comportamento statico e le diverse modalità di trasmissione delle azioni alle fondazioni.

Gli **orizzontamenti**, di piano e di copertura, sono impegnati da azioni normali al proprio piano medio (peso proprio e sovraccarichi), che trasmettono alle pareti murarie secondo diverse modalità:

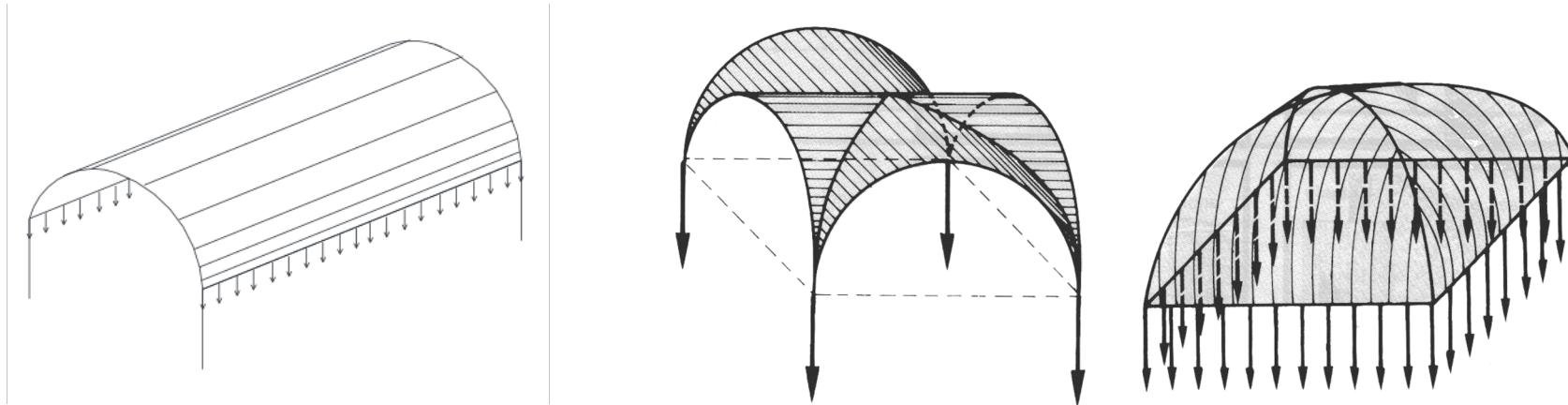


- orizzontamenti costituiti da solai a doppia orditura, solette piene con armatura incrociata, travetti e sovrastante soletta di adeguato spessore e armatura incrociata: trasmettono i carichi verticali a tutte le pareti perimetrali

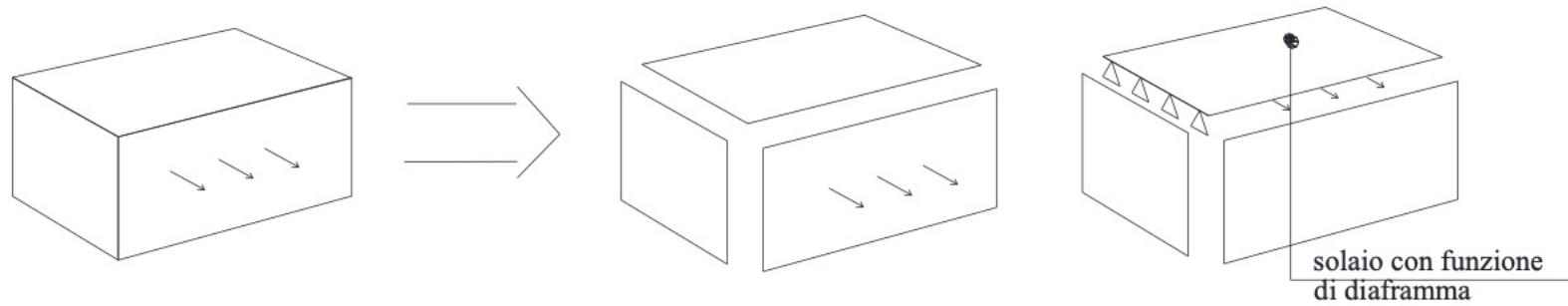


- orizzontamenti costituiti da travi principali ed orditura secondaria: i carichi si trasmettono solo alle pareti su cui poggiano le travi principali (es. solai in legno con travi e travicelli, in profilati di acciaio e voltine o tavelle, solai latero-cementizi senza soletta, ecc)

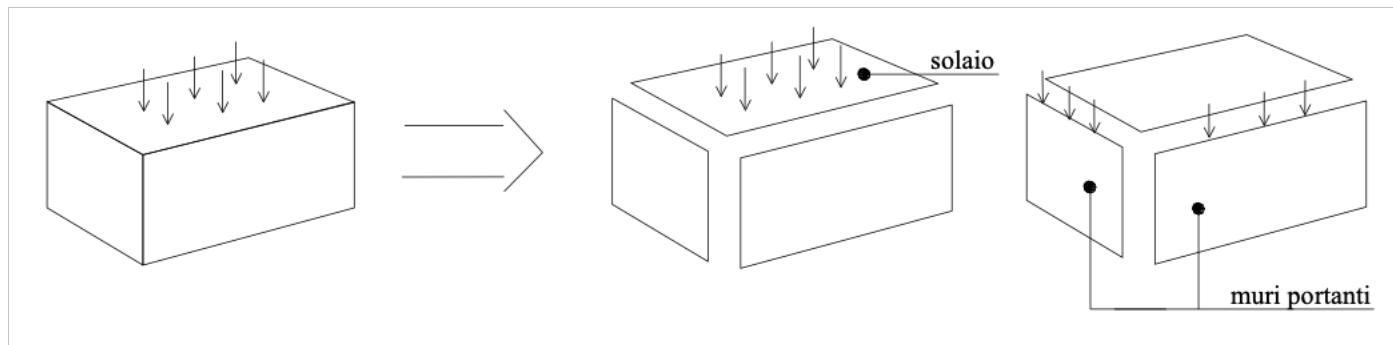
- orizzontamenti costituiti da sistemi voltati o spingenti (travature inclinate prive di catene): trasmettono sia azioni verticali che orizzontali (spinte); a seconda della tipologia di volta, i carichi si trasmettono a due o quattro pareti o negli spigoli



Gli orizzontamenti possono avere anche un'altra importante funzione: quella di distribuzione delle forze orizzontali fra le diverse pareti. In relazione a questa funzione sono sollecitati da azioni agenti nel loro piano medio.



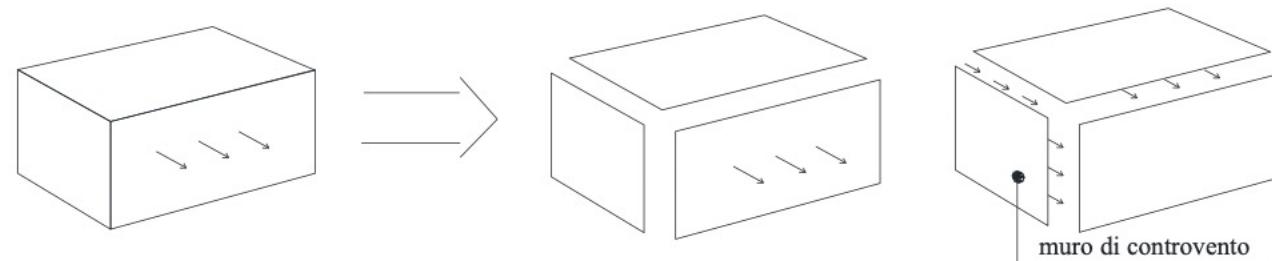
Per essere in grado di svolgere questa funzione, gli orizzontamenti devono essere ben collegati con le murature, per esempio attraverso un cordolo perimetrale armato o con armature che collegano gli elementi di solaio con le pareti murarie (es: catene metalliche, armature delle solette inghisate nella muratura).



I muri verticali – **pareti** – sono in generale impegnati da azioni sia verticali che orizzontali.

Convenzionalmente, si chiamano muri portanti quelli che in un edificio portano la gran parte dei carichi verticali trasmessi dai solai.

La funzione portante è svolta in misura maggiore o minore da tutte le pareti, che, quanto meno, sono chiamate a portare il peso proprio e delle murature sovrastanti.



Oltre che dai carichi verticali, le pareti possono essere impegnate da azioni orizzontali, che possono spirare ortogonalmente al piano medio o nel piano medio delle pareti.

Si chiamano muri di controvento quelli che per certe azioni orizzontali sono impegnati da forze orizzontali nel loro piano medio.

A seconda della direzione delle azioni orizzontali, tutte le pareti alternativamente sono chiamate a svolgere la funzione di controvento.

La resistenza a trazione della muratura è molto bassa e alquanto aleatoria, tanto che nelle verifiche strutturali si trascura completamente.

Per un funzionamento ottimale dell'edificio in muratura occorre limitare il più possibile le tensioni di trazione.

A tale fine, poiché in generale tutte le pareti murarie sono sollecitate a flessione e taglio, è opportuno che:

1) tutte le pareti siano in buona misura compresse:

infatti, all'aumentare della compressione aumenta la resistenza a flessione e taglio.

- solai con soletta ed armatura incrociata
- solai orditi in direzioni alternate

2) le sollecitazioni di flessione e taglio siano il più possibile limitate

A parità di sforzo normale di compressione, una parete ha maggiore rigidezza e maggiore resistenza flessionale se sollecitata nel piano medio, piuttosto che nel piano ortogonale.

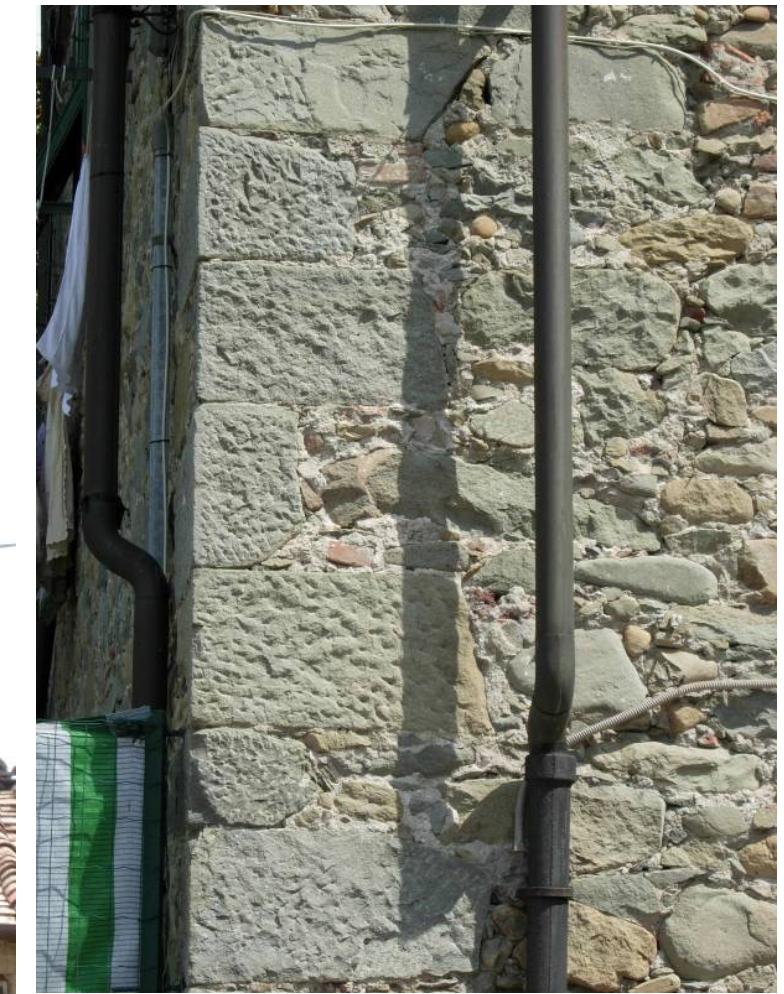
Pertanto è conveniente limitare il più possibile i momenti flettenti fuori piano.

A questo fine, le pareti devono avere larghezza e altezza limitate (le pareti trasversali ed i solai devono avere interassi non troppo grandi) e devono essere ben vincolate agli elementi trasversali - solai e muri di controvento - in modo che, per i carichi ortogonali al piano, si comportano come piastre vincolate su tutto il bordo.

In definitiva, la risposta della struttura muraria sotto carico (in particolare sotto le azioni sismiche) è tanto migliore quanto più i vari elementi collaborano fra loro realizzando il cosiddetto **funzionamento scatolare**.

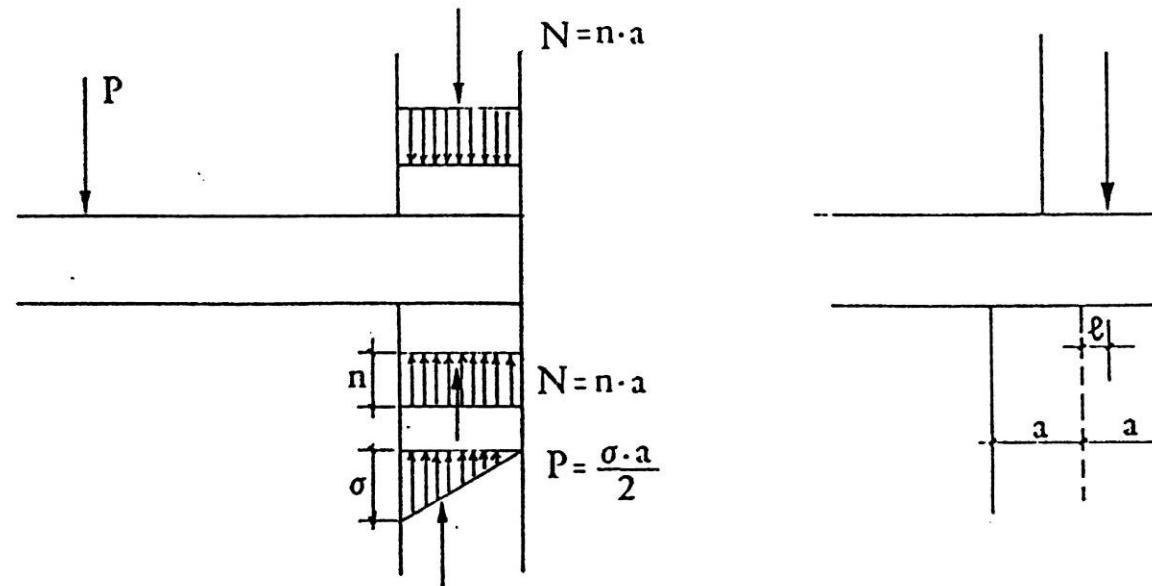
La collaborazione fra gli elementi strutturali dipende dal grado di connessione fra gli stessi e quindi dalla qualità dei **collegamenti**.

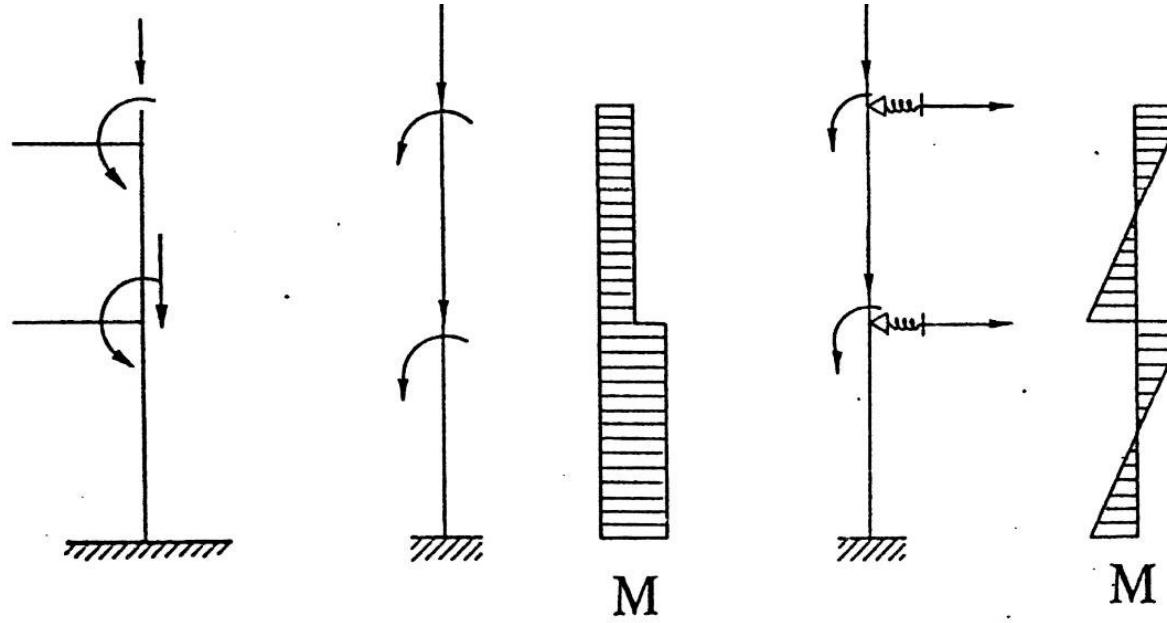




Funzionamento scatolare a fronte di carichi verticali

Le murature portanti sono sollecitate, oltre che dallo sforzo normale, dalla flessione in direzione ortogonale al loro piano medio, generata dalle eccentricità dei carichi verticali rispetto al piano medio.

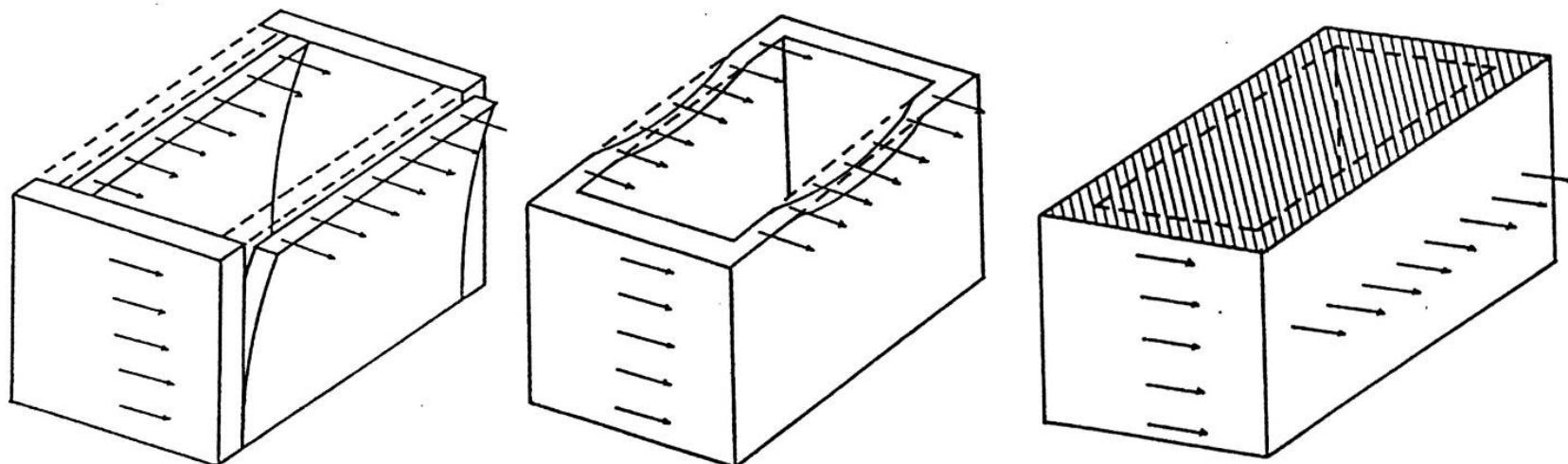




La presenza di murature ortogonali a quelle portanti svolge la funzione di contrastare gli spostamenti fuori piano di queste ultime, e di limitare i momenti flettenti.

Funzionamento scatolare a fronte di carichi orizzontali

Nell'assorbimento delle azioni orizzontali, la collaborazione fra gli elementi della scatola muraria, che determina appunto il funzionamento scatolare, è essenziale affinché le azioni flettenti ortogonali al piano medio rimangano a livelli piuttosto ridotti rispetto allo sforzo normale di compressione, e quindi sopportabili dalla muratura.



Condizioni per il funzionamento scatolare

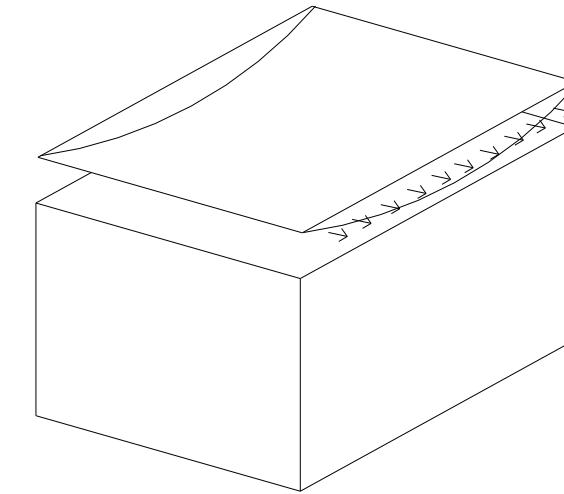
Affinché questa collaborazione si possa sviluppare è necessario che esistano delle pareti di controvento efficaci (rigide nel proprio piano e non troppo distanziate fra loro) e che il complesso pareti portanti, controventi e solai sia ben solidarizzato.

Negli edifici nuovi tali requisiti si conseguono:

- adottando opportune disposizioni delle pareti
- curando i collegamenti fra le pareti alle intersezioni
- disponendo un cordolo in cemento armato a livello dei solai (compreso quello di fondazione)

Il cordolo

- contribuisce ad aumentare la rigidezza del solaio nel proprio piano
- trasmette alle pareti di controvento le azioni che la parete verticale, sollecitata fuori dal suo piano, scarica a livello del solaio
- il cordolo deve essere armato come un tirante (vedendo il solaio come una trave alta vincolata alle pareti di controvento e inflessa dalle azioni trasmesse dalla parete, il cordolo rappresenta i due correnti, teso quello inferiore, compresso quello superiore: il corrente teso si ancora ai due lati del cordolo sovrastanti le pareti di controvento)



Negli edifici esistenti, non sempre i vari elementi costruttivi sono organizzati in modo da garantire il funzionamento scatolare.

Di questo si deve tenere opportunamente conto:

- **in fase di analisi strutturale**: un tipo di analisi e di modellazione che risulta soddisfacente per le costruzioni nuove non sempre interpreta altrettanto bene le situazioni dell'esistente
- **in fase di progettazione di interventi di consolidamento**: le soluzioni costruttive atte a garantire un buon funzionamento nel nuovo, in generale non sono trasferibili tal quali all'esistente

Analisi delle strutture in muratura

AZIONI

Verticali:

- pesi propri delle pareti murarie: costituiscono una quota importante dei carichi verticali
- pesi propri e portati dei solai e della copertura

Orizzontali da vento: agiscono ortogonalmente alle pareti direttamente investite

Orizzontali da sisma: costituite dalle forze di inerzia generate

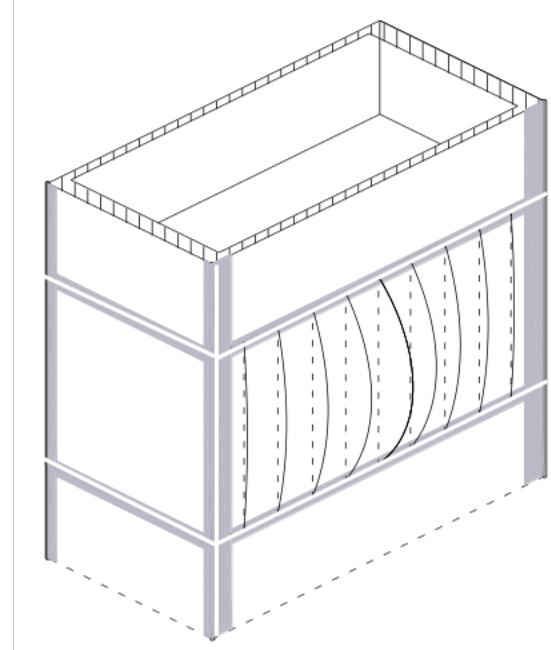
- dalla massa delle pareti
- a livello dei solai per le masse proprie e portate



Nelle analisi sismiche in campo lineare si adotta un fattore di struttura
(NTC18, 7.8.1.3)

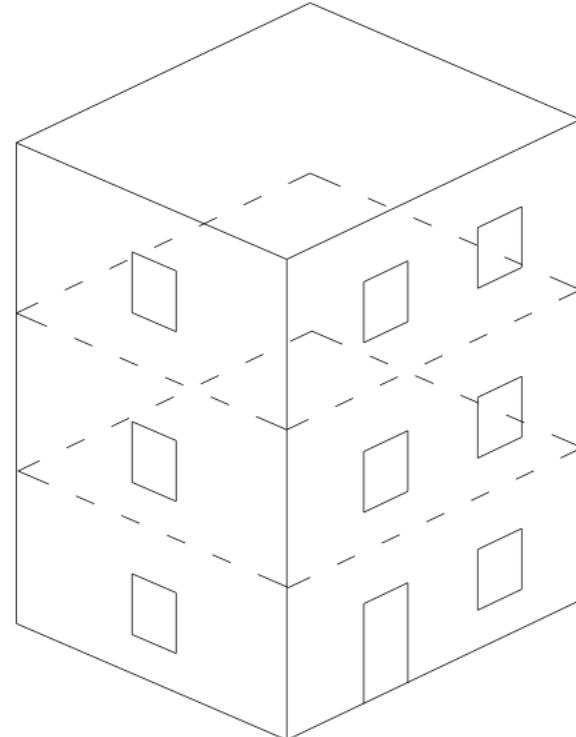
$$q = 2,0 \frac{a_u}{a_1}$$

- a_1 : moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione)
- a_u : 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente
- $q = 1,4 \div 1,8$

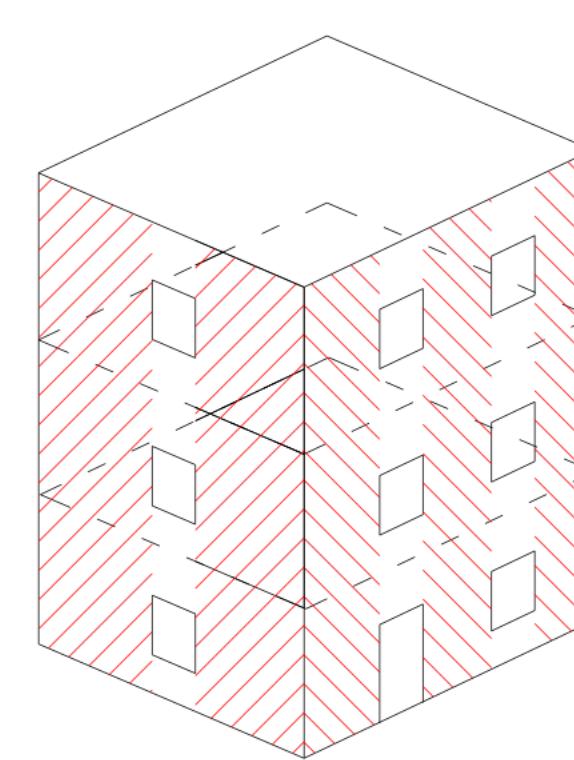


- le pareti investite da azioni ortogonali al loro piano si considerano vincolate lungo i bordi, costituiti dalle intersezioni con le altre pareti e dai solai
- le verifiche per tali azioni possono essere eseguite separatamente
- si adottano le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali con $q_a = 3$.

Analisi per i carichi verticali

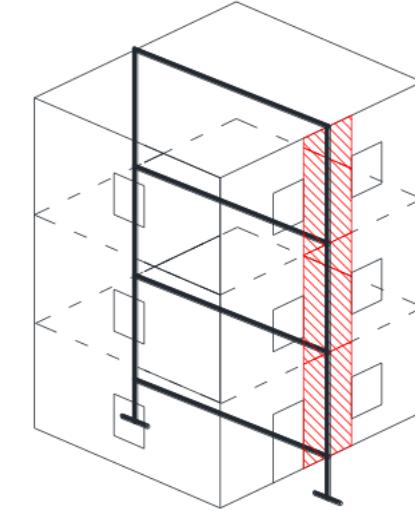


I carichi verticali fluiscono alle fondazioni attraverso i **maschi murari**: elementi verticali di parete continui fino alle fondazioni



La struttura può essere vista come un insieme di telai in cui i maschi murari costituiscono i ritti ed i solai i traversi.

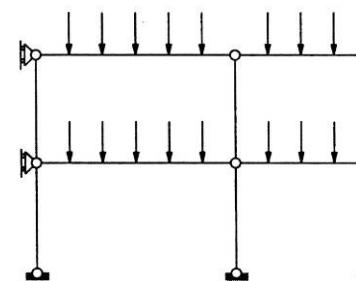
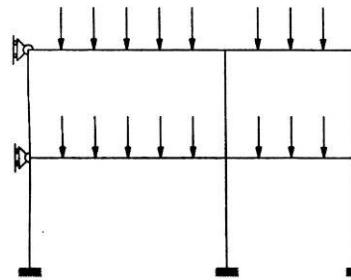
In questi telai un problema è la modellazione dei nodi fra pareti e solai.



I nodi (collegamenti fra pareti e solai) hanno un comportamento intermedio fra l'incastro e la cerniera, cioè sono incastri cedevoli. In generale non sono cedevoli elasticamente, bensì hanno comportamento non lineare: la sezione di appoggio si parzializza sempre di più man mano che aumenta la rotazione - non linearità di tipo geometrico-, il materiale è tanto più cedevole quanto più è deformato -non linearità di tipo meccanico.

Cercar di schematizzare il comportamento dei nodi come è nella realtà complica inutilmente il modello perché in genere le caratteristiche di comportamento non sono note con sufficiente approssimazione.

In genere si adottano modelli con vincoli perfetti:

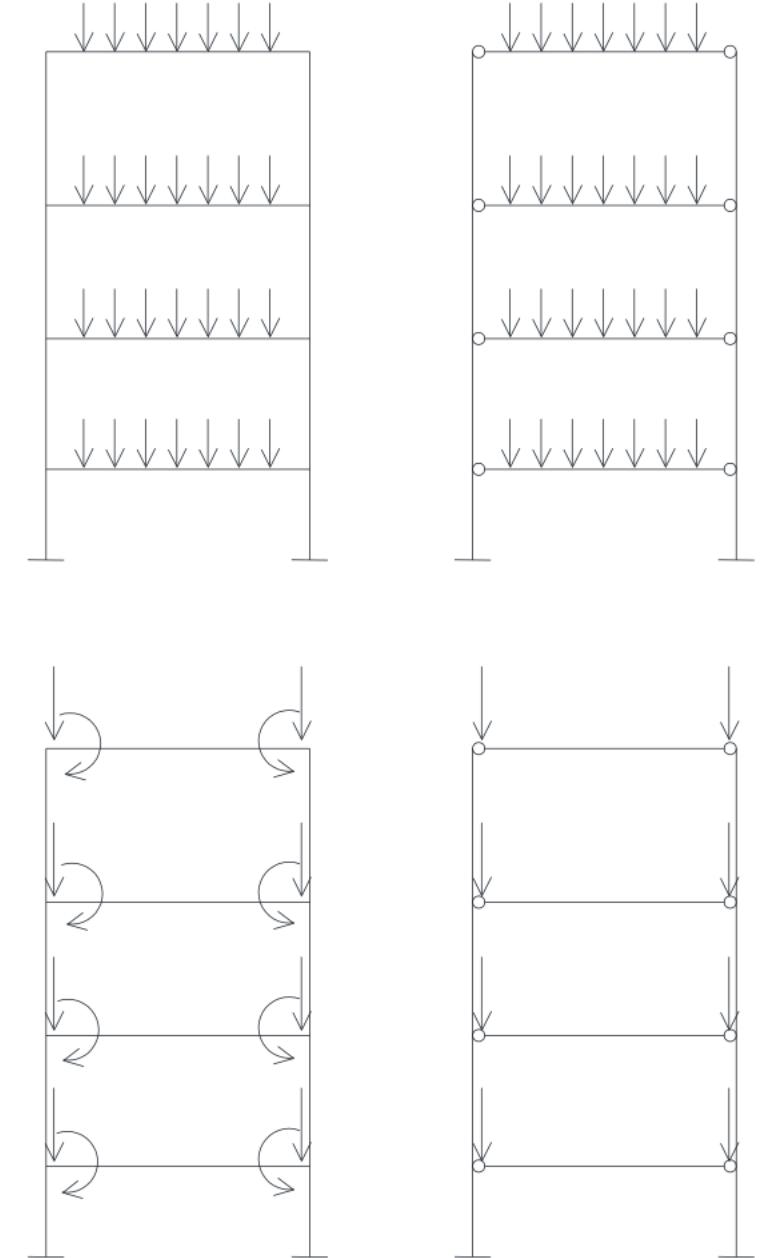


- a) Schema della continuità
- b) Schema delle articolazioni

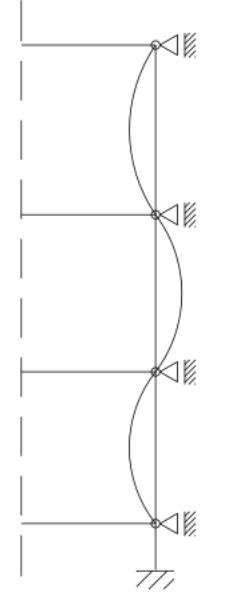
Di solito si adotta lo schema con articolazioni (cerniere perfette: i solai trasmettono solo forze verticali e non momenti) salvo poi tener conto in maniera convenzionale di quella che è l'effettiva situazione.

Ci si riduce a studiare ciascun maschio murario a se stante.

Modelli più complicati quali i telai non portano a soluzioni migliori perché ci sono cose che è molto difficile modellare: disassamento di pareti sovrastanti, difetti costruttivi quali i fuori piombo, ecc.

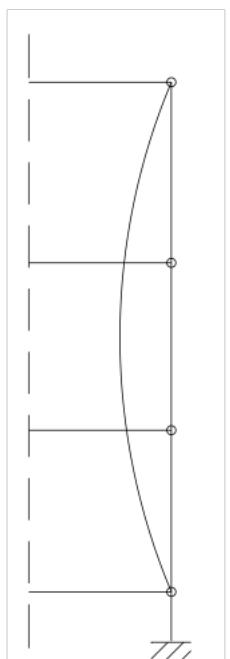


Se si può contare su un buon funzionamento scatolare, gli spostamenti fuori piano delle strisce verticali di parete sono impediti dalla presenza dei solai, che a loro volta sono trattenuti dai muri di controvento: in questo caso i telai possono essere schematizzati come a nodi fissi.



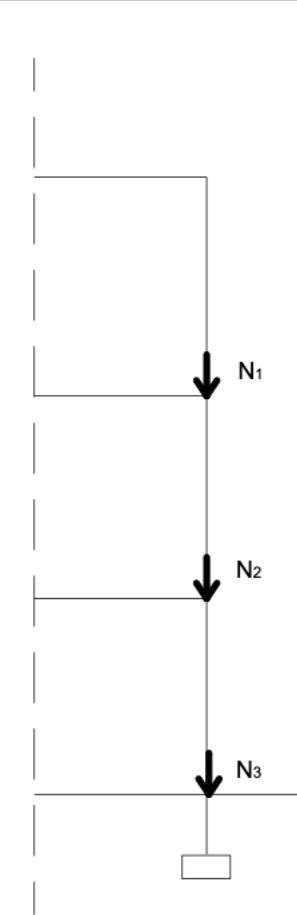
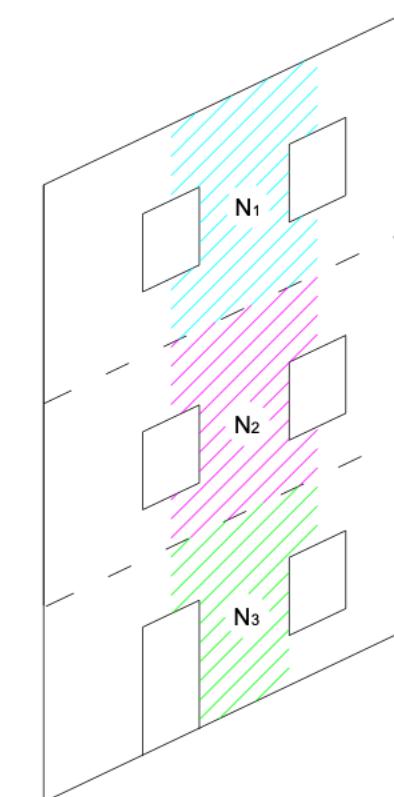
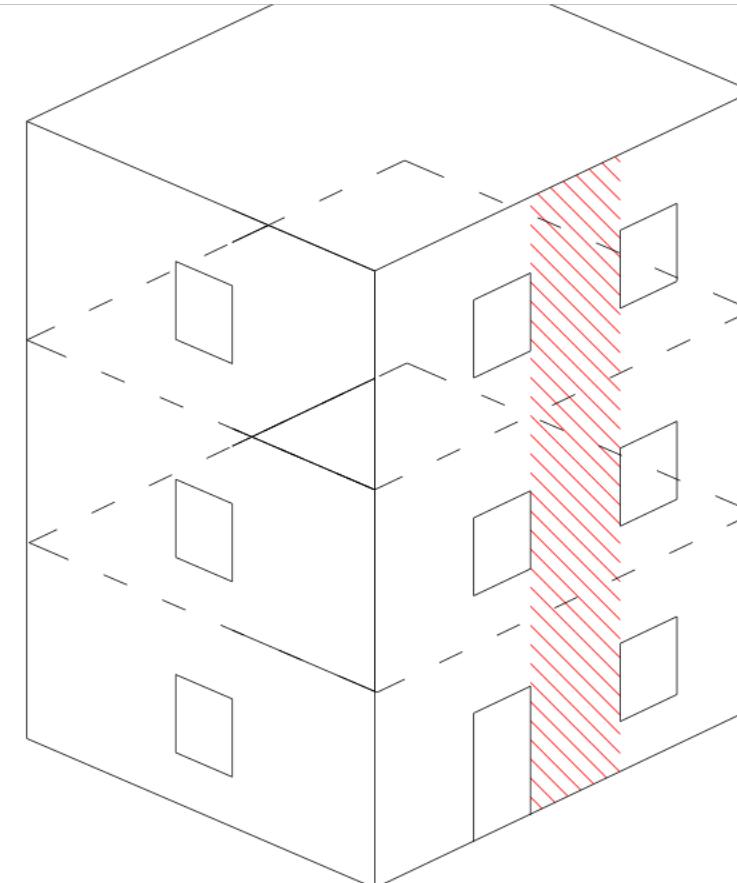
Negli **edifici esistenti**, il funzionamento scatolare non sempre è garantito. Per cui nella modellazione del telaio occorrerà inserire vincoli laterali più o meno cedevoli.

Se i vincoli sono molto cedevoli o addirittura inesistenti, la parete è libera di traslare orizzontalmente ed i momenti flettenti fuori piano saranno molto grandi, così come la sua snellezza: difficilmente la parete sarà verificata.



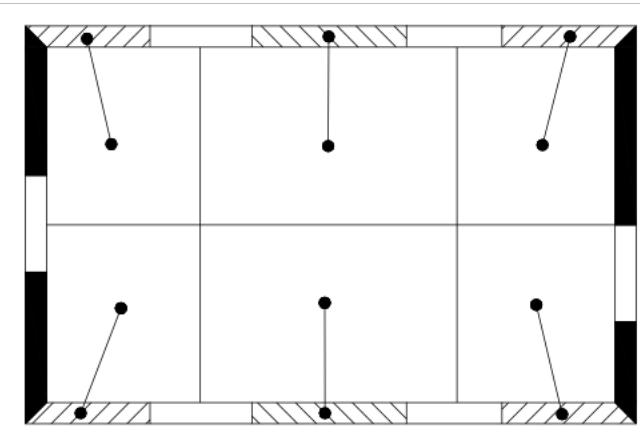
Peso proprio delle pareti:

a livello di ciascun solaio può essere riportato il carico della parete dell'interpiano sovrastante e del sottofinestra di competenza

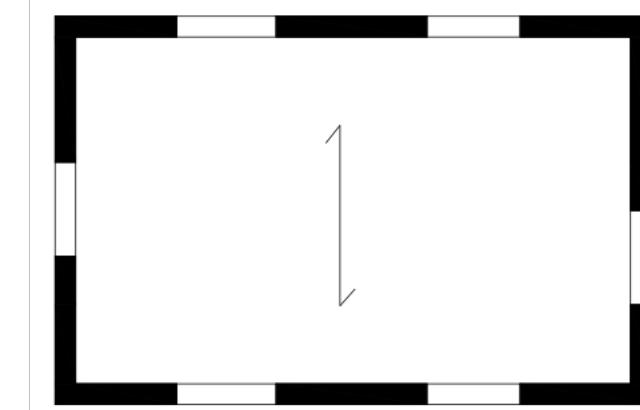


Carichi portati dai solai:

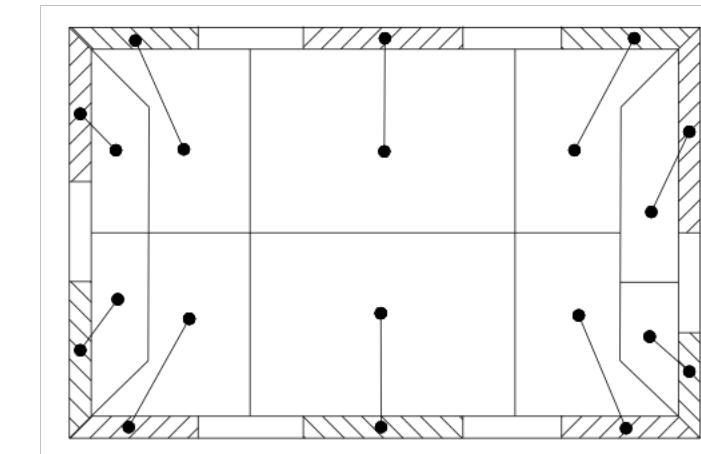
il peso proprio ed i sovraccarichi di ciascun solaio possono essere ripartiti secondo zone di competenza



Altrimenti, si può pensare che una quota fluisca anche sulle pareti parallele alla direzione di orditura

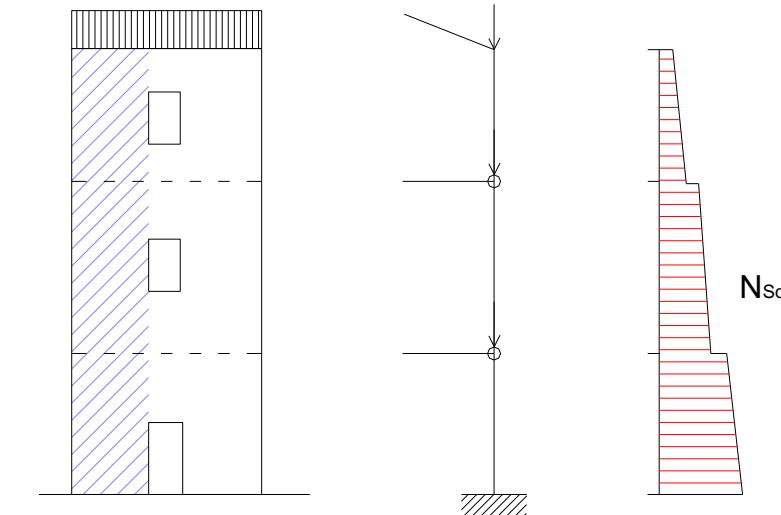


Se non esiste alcun dispositivo ripartitore (soletta armata in due direzioni, ecc) il peso del solaio fluisce solo sulle pareti su cui poggia



La schematizzazione a telaio nell'ipotesi dell'articolazione, in definitiva conduce allo studio di strisce verticali di parete, continue da terra a tetto, più o meno vincolate lateralmente a seconda dell'affidabilità del comportamento scatolare

In questo modello i solai trasmettono le reazioni di semplice appoggio alle murature, che risultano quindi sollecitate da solo **sforzo normale**.



Dall'analisi strutturale per carichi verticali si ricava, per ogni parete muraria e per ogni sezione significativa, il valore dello sforzo normale di progetto

$$N_{Sd}$$

In realtà però le pareti sono anche soggette a taglio e flessione fuori piano:

- perché le azioni verticali sono applicate eccentricamente
- per la presenza di azioni spiranti ortogonalmente alle pareti (vento)

Di questo si deve tener conto, essendo le strutture murarie molto sensibili alle azioni fuori piano.

Occorre inoltre cautelarsi da problemi di instabilità delle pareti murarie.

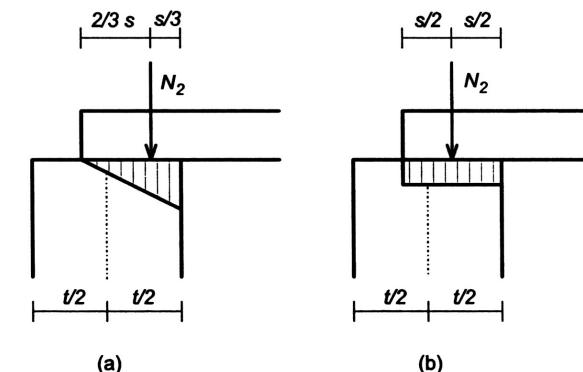
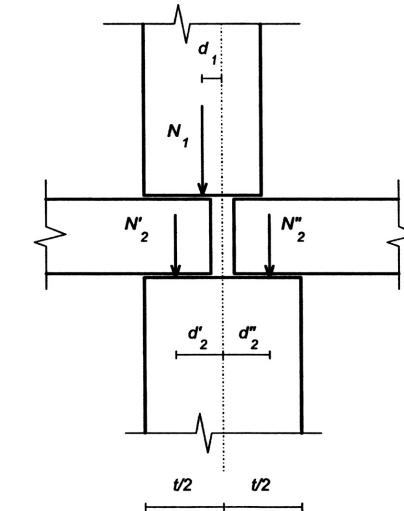
Gli effetti flessionali dovuti ad un certo grado di incastro dei solai nelle murature, alle imperfezioni strutturali e di esecuzione ed alla azione del vento, si valutano convenzionalmente attraverso la determinazione di varie quote di eccentricità:

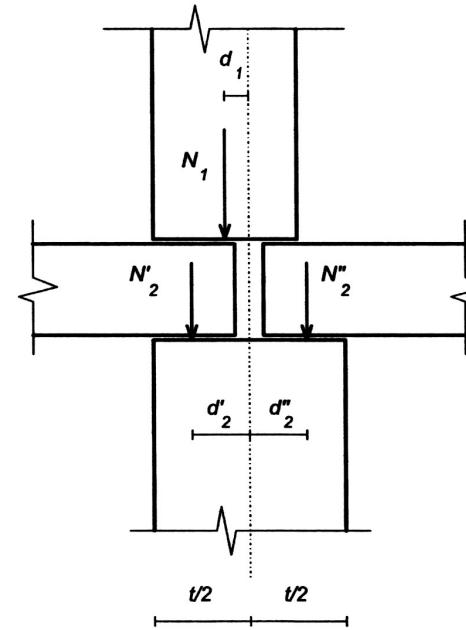
- eccentricità strutturale, e_s
- eccentricità accidentale, e_a
- eccentricità dovuta alla pressione del vento ortogonalmente alla parete, e_v

L'eccentricità strutturale, e_s , dovuta ai carichi verticali, si valuta come somma algebrica:

- della quota dovuta alla eventuale posizione eccentrica del muro del piano superiore rispetto a quello che si deve verificare (e_{s1})
- della quota dovuta alla eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai (e_{s2})

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





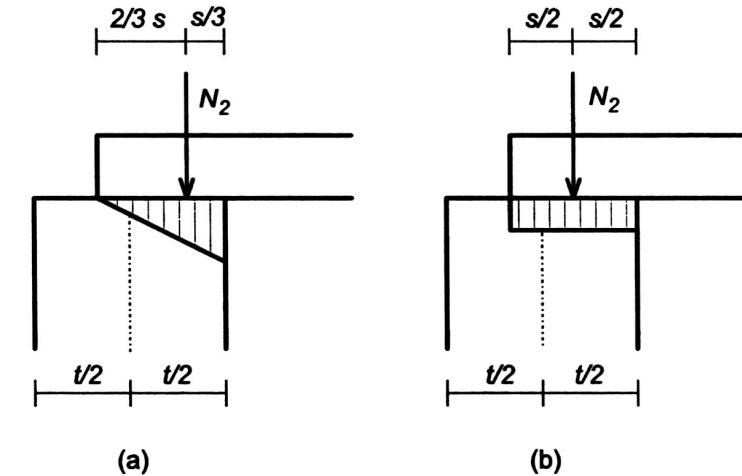
e_{s1} : eccentricità dovuta alla eventuale posizione eccentrica
del muro del piano superiore rispetto al piano medio del
muro che si deve verificare

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

e_{s2} : eccentricità delle reazioni d'appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica

La eccentricità d_2 può essere valutata, in via approssimata, considerando una distribuzione triangolare della reazione d'appoggio del solaio sul muro, oppure, ammettendo che vi sia plasticizzazione nella zona di contatto, una distribuzione uniforme estesa per almeno 10 cm per i muri perimetrali, 5 cm per quelli interni.

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



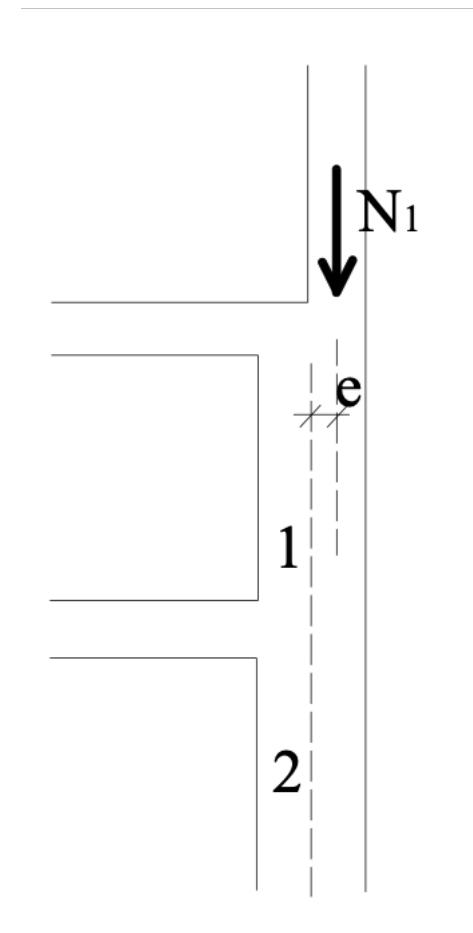
N_1 = carico trasmesso dal muro sovrastante supposto
centrato rispetto al muro stesso;

N_2 = reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da
verificare;

d_1 = eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da
verificare;

d_2 = eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da
verificare.

Poiché si ipotizza che alla base del muro, per effetto della diffusione dei carichi, le azioni verticali si ricentrino, l'eccentricità e_{s1} compare solo se l'asse del muro immediatamente sovrastante non coincide con quello del muro da verificare e l'eccentricità e_{s2} è relativa ai soli solai che poggiano direttamente sulla parete considerata.



N_1 si considera eccentrica nella verifica della parete 1, centrata per la verifica della parete 2.

L'eccentricità accidentale (e_a) è dovuta a tolleranze di esecuzione (difetti di planarità, di verticalità, di coassialità di due muri sovrapposti, ecc.).

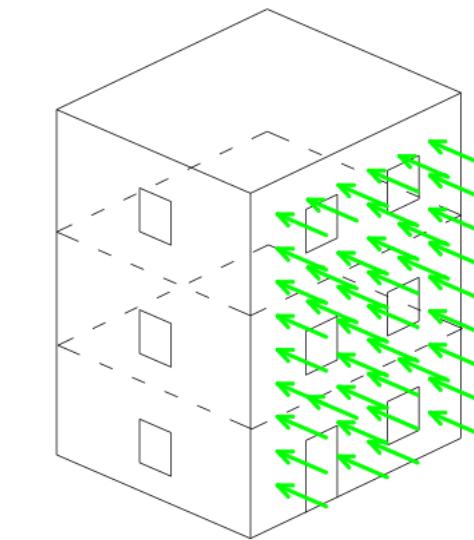
Si valuta convenzionalmente come frazione dell'altezza di piano:

$$e_a = h / 200$$

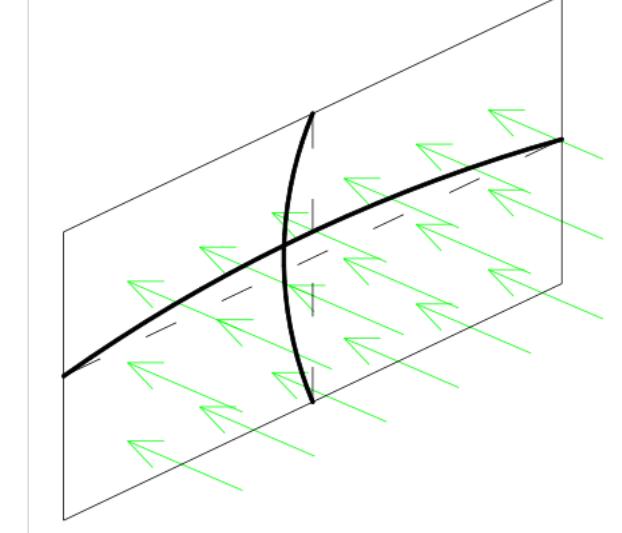
Analisi per le azioni del vento ortogonali al piano della parete

Le azioni da vento agiscono ortogonalmente alle pareti direttamente investite, generando in queste momento flettente e taglio in direzione ortogonale al loro piano medio.

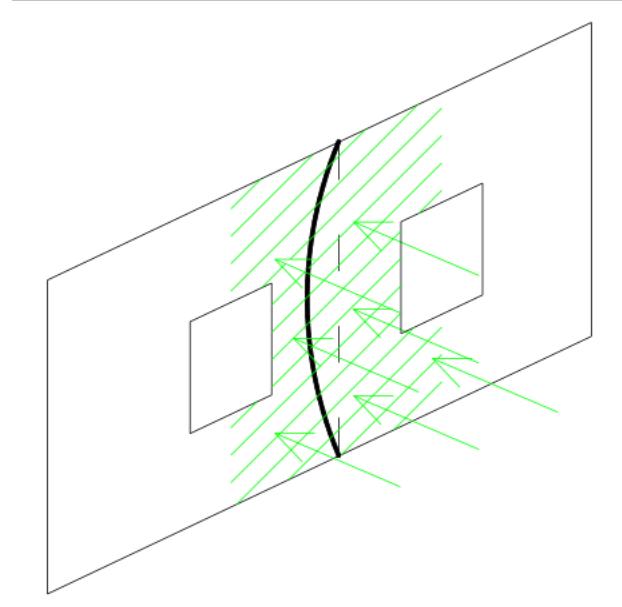
Il calcolo di tali sollecitazioni può essere effettuato considerando la parete di ciascun interpiano appoggiata a livello dei solai e delle pareti di controvento.



Se la parete è piena ed ha forma non troppo allungata, può essere considerata come una piastra



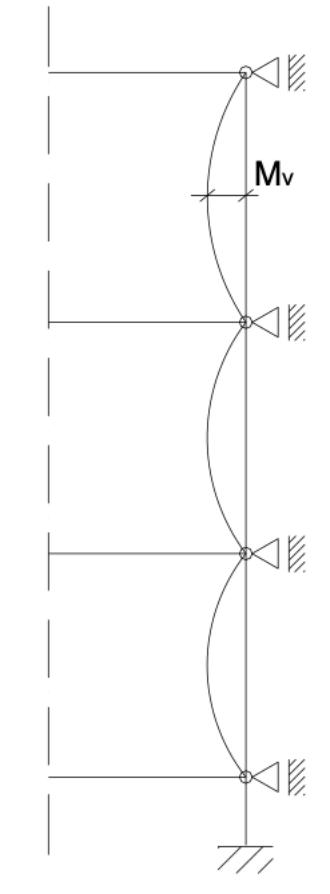
Se vi sono delle aperture o ha forma allungata, allora può essere schematizzata come una trave appoggiata a livello dei solai



Ogni tratto di parete è soggetto a momento flettente nullo a livello dei solai e massimo a metà dell'interpiano

L'eccentricità dovuta alla pressione del vento ortogonalmente alla parete (e_v) si valuta con la formula:

$$e_v = M_v / N$$



Quindi in generale in ciascun pannello si dovranno verificare le sezioni di estremità e quella di mezzeria, ciascuna per lo sforzo normale che gli compete e per valori di eccentricità pari a:

- sezioni di estremità:

$$e_1 = |e_s| + |e_a|$$

- sezione a metà altezza:

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

La norma pone una limitazione ai rapporti

$$\left. \begin{array}{l} e_1/t \\ e_2/t \end{array} \right\} \leq 0,33$$

cosicché se le eccentricità di calcolo superassero il 33% dello spessore del muro, tale parete non sarebbe comunque verificata.

Effetti del II ordine

La snellezza di un muro: h_0/t

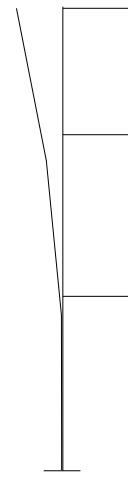
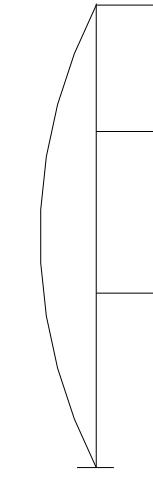
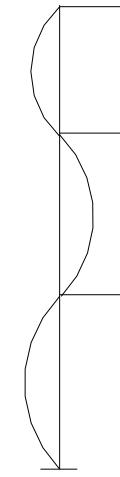
$h_0 = r h$ = lunghezza libera d'inflessione del muro

t = spessore del muro

r = fattore laterale di vincolo;

h = altezza interna di piano.

Negli edifici esistenti occorre tener conto delle effettive condizioni di vincolo



La verifica di una parete soggetta ai carichi verticali ed alle azioni fuori piano si conduce convenzionalmente come una

verifica a compressione semplice

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

confrontando:

la **sollecitazione di progetto** valutata con il modello semplificato,

$$N_{Sd}$$

con:

la **resistenza di progetto**,

$$N_{Rd}$$

opportunamente ridotta per tener conto della effettiva presenza di flessione fuori piano e degli effetti del secondo ordine.

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

t = spessore del muro

l = larghezza

f_d = resistenza di progetto della muratura

Φ = coefficiente di riduzione che tiene conto:

- della non linearità del comportamento del materiale
(parzializzazione della sezione dovuta ad eccentricità dei carichi)
- dell'effetto della snellezza

Verifica globale per azioni orizzontali

La modellazione e l'analisi delle pareti con funzione di controvento può essere condotta in modi diversi a seconda che si tratti di edifici nuovi o edifici esistenti.

Per gli **edifici nuovi** non c'è gran differenza fra analisi per il vento o per il sisma, salvo in quest'ultimo caso dover considerare la decompressione nei maschi murari, che, specialmente negli edifici piuttosto snelli, può essere condizionante.

In entrambi i casi si conducono analisi in campo elastico, adottando, per le azioni sismiche, uno spettro di progetto ridotto attraverso il fattore di struttura q .

Essendo sempre presente un cordolo a livello dei solai, questo viene incluso nel modello delle pareti, insieme eventualmente ai sottofinestra.

Verifica globale per azioni orizzontali edifici esistenti

Negli edifici esistenti non sempre sono rispettate le regole dell'arte: di questo si deve tener conto nella modellazione, nell'analisi e nelle verifiche.

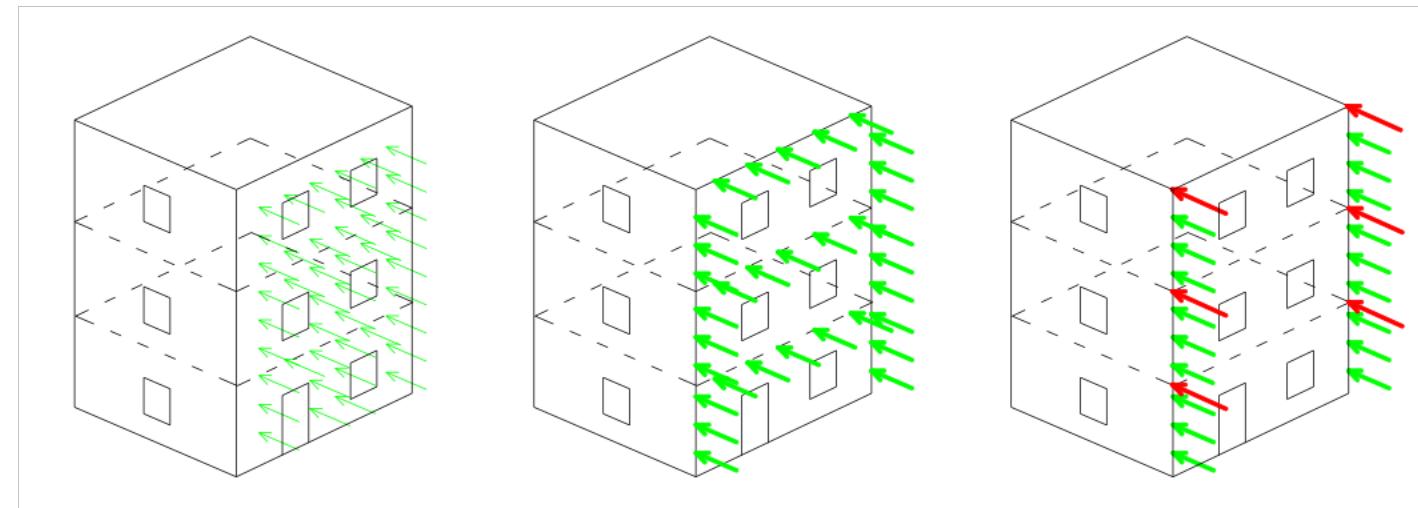
Spesso, conducendo l'analisi sismica in campo lineare con i fattori di struttura suggeriti dalla normativa, le verifiche non sono soddisfatte.

Conviene allora, per non trascurare le effettive risorse post-elastiche della struttura, condurre l'analisi statica non lineare (push-over). (Nel caso di analisi per le azioni da vento l'analisi non lineare non ha senso perché si deve rimanere in campo elastico.)

Verifica per azioni orizzontali

Le azioni da vento vengono trasmesse dalle pareti direttamente investite alle pareti trasversali (pareti di controvento) ed ai solai e da questi ancora alle pareti di controvento.

In genere si considerano le azioni concentrate a livello dei solai.

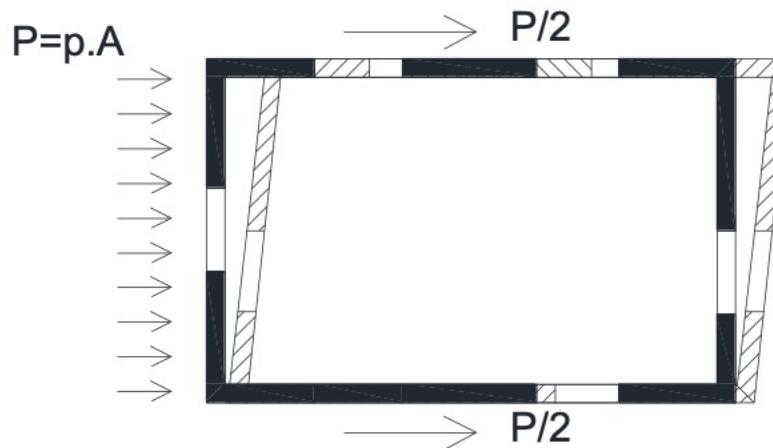


Le azioni sismiche si generano nella massa delle pareti e dei solai. Generalmente si valutano le azioni globali e si considerano applicate a livello dei solai

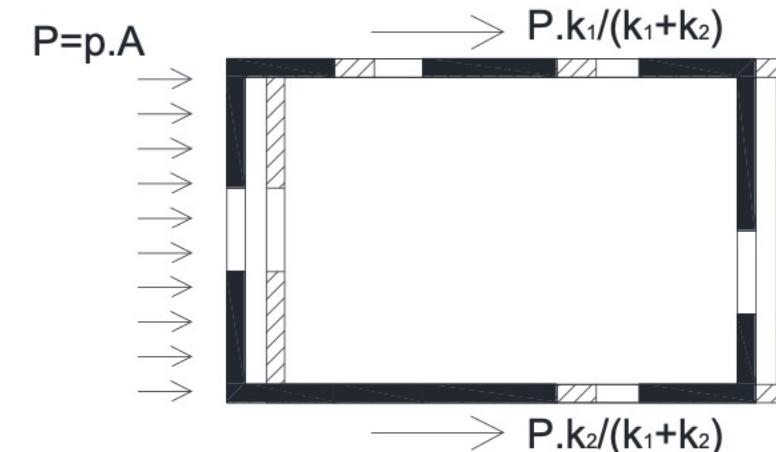
Ripartizione delle azioni orizzontali fra le pareti

Prima questione: quale quota di forza orizzontale fluisce in ciascuna parete

In assenza di diaframmi orizzontali rigidi che collegano le diverse pareti, le forze orizzontali impegnano le pareti di controvento in relazione alla quota effettivamente trasmessa dai solai e dalle pareti direttamente investite (aree di competenza).

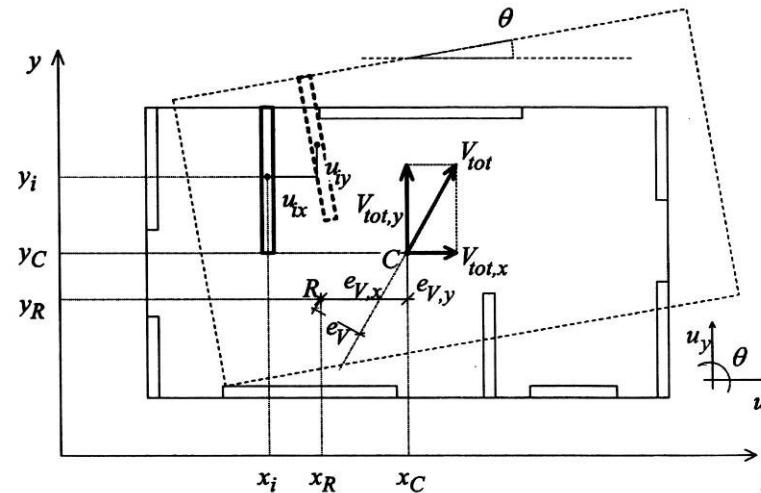


solaio deformabile



solaio rigido

In presenza di diaframmi orizzontali rigidi che collegano le diverse pareti, la ripartizione può essere effettuata in base alle rigidezze delle pareti ed alle loro distanze dal centro di rotazione.



Solo in questo caso ha senso fare una modellazione tridimensionale, specialmente se si effettua una analisi non lineare (cioè estesa oltre il campo elastico). In tal modo si può considerare la ridistribuzione delle azioni e quindi mettere in conto tutte le possibili risorse del sistema.

Le ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano è abbastanza ben verificata negli edifici nuovi, purché i solai non siano di forma troppo allungata o dotati di vuoti di dimensioni piuttosto ampie.

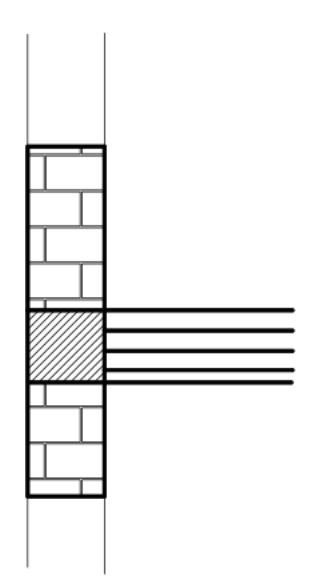
Nel caso di edifici esistenti, invece, l'ipotesi di solaio infinitamente rigido nel proprio piano spesso non è verificata: i solai in legno o con putrelle di acciaio ed interposti elementi laterizi (tavelle, voltine, ecc) di solito non risultano ben collegati con le murature e certamente presentano scarsa rigidezza nel piano.

Una volta determinate le forze che agiscono sulle singole pareti, si procede alla determinazione delle sollecitazioni in ciascuna di esse.

Modellazione delle pareti di controvento

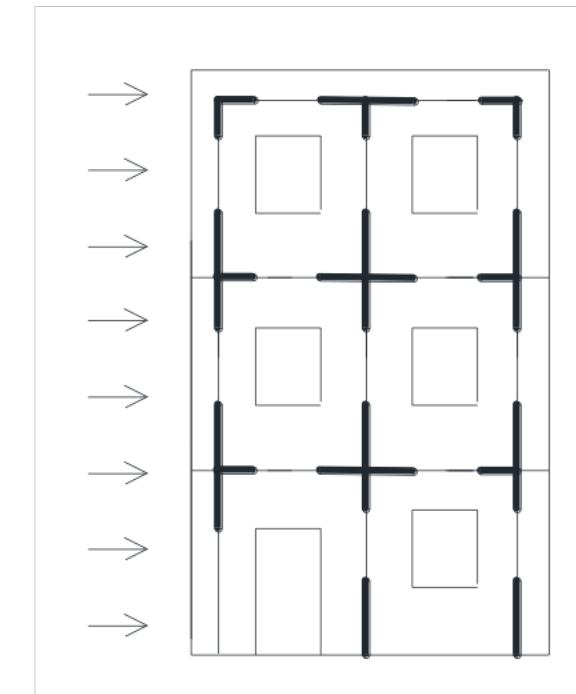
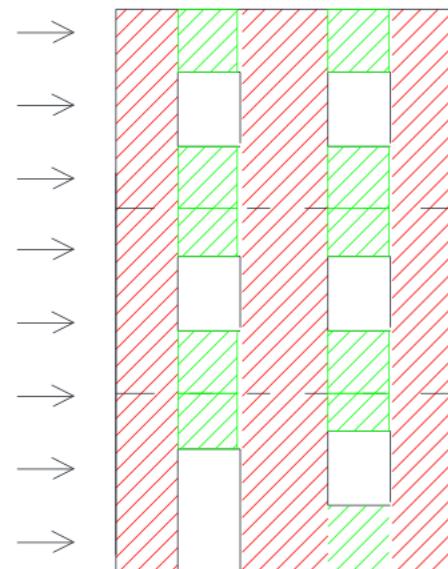
Se l'edificio è dotato di cordoli e solai rigidi, le fasce di piano sono costituite dalla fascia di muratura, dal cordolo in cemento armato e da una porzione di solaio: ne risulta una trave con sezione a T, dotata quindi di discreta rigidezza flessionale e di buona resistenza, conferita soprattutto dal cordolo.

In tali condizioni le fasce di piano realizzano un accoppiamento fra i maschi murari in grado di trasmettere anche il momento flettente.

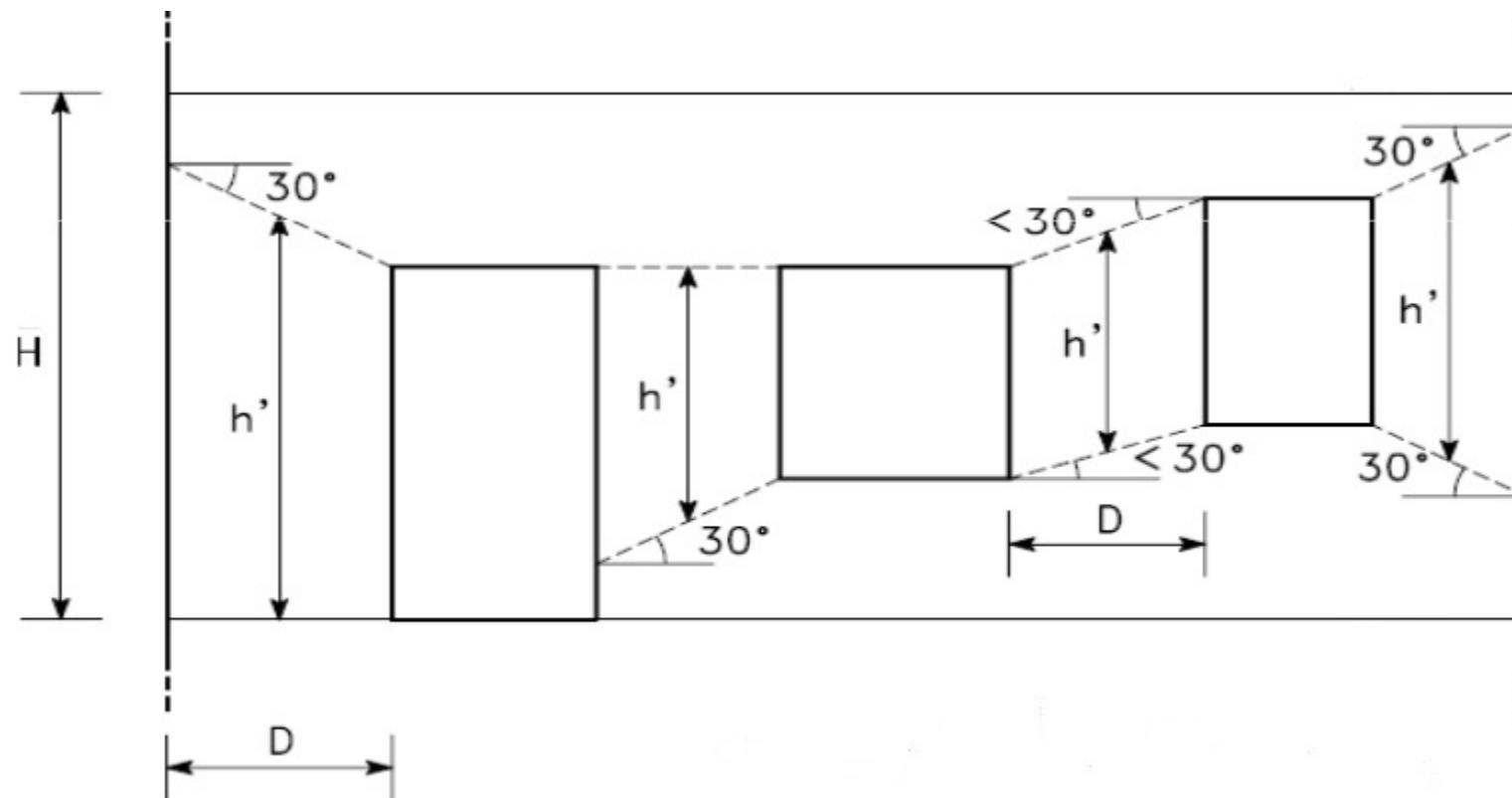


La parete può essere modellata come un telaio in cui i ritti sono i maschi murari ed i traversi le fasce di piano. Normalmente, le zone di nodo vengono considerate come infinitamente rigide ed infinitamente resistenti.

Le verifiche vengono effettuate quindi per i maschi murari e per le fasce di piano.



Quando nella parete le aperture sono disposte in modo irregolare, la definizione dei tratti rigidi è più incerta.
Si può fare riferimento allo schema [Dolce 1989]

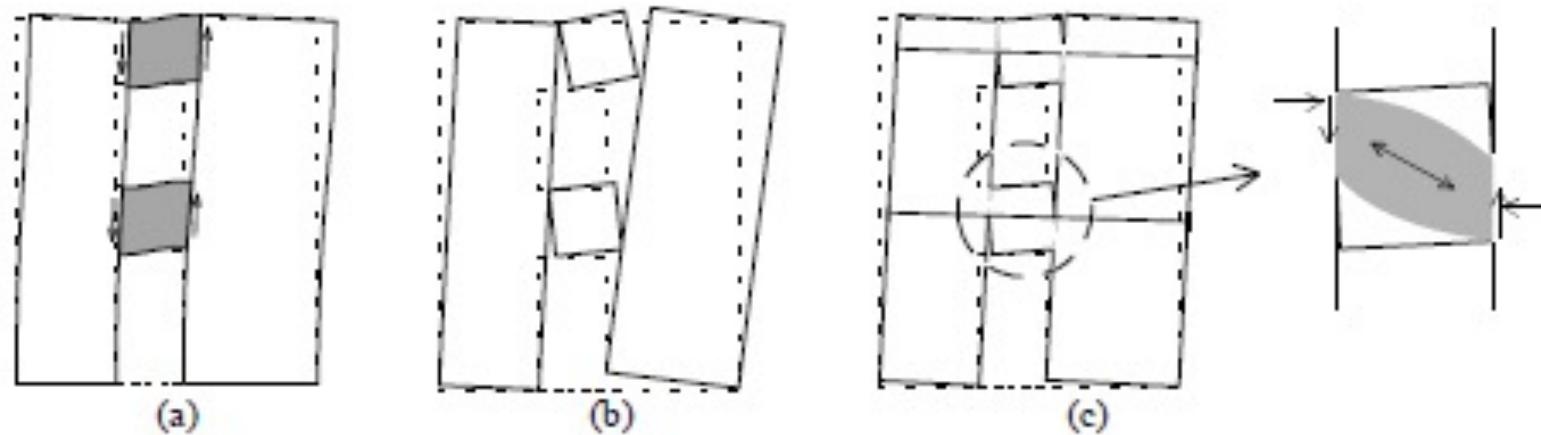


Comportamento meccanico delle fasce murarie soggette ad azioni sismiche

- il comportamento delle fasce di piano è stato meno studiato, soprattutto sperimentalmente
- forniscono l'accoppiamento fra i maschi murari, perciò influenzano notevolmente la risposta di una parete, soprattutto con molti piani

il comportamento si differenzia da quello dei maschi:

- l'orientamento dei letti di malta è parallelo all'asse dell'elemento
- l'azione assiale è molto bassa (addirittura nulla)



l'accoppiamento che può essere fornito dalle fasce è principalmente funzione della compressione a cui sono soggette in direzione orizzontale

è quindi importante la presenza di elementi resistenti a trazione disposti a livello delle fasce – catene, cordoli in c.a. – che si oppongano al meccanismo di ribaltamento (b), impedendo la dilatazione globale della parete in senso orizzontale

le catene o cordoli generano un incremento di compressione nelle fasce, che ne aumenta la resistenza a flessione

si instaura un meccanismo a puntone inclinato che garantisce l'accoppiamento dei maschi murari

meccanismi di rottura:

- eccessiva compressione nel puntone
- rottura per taglio

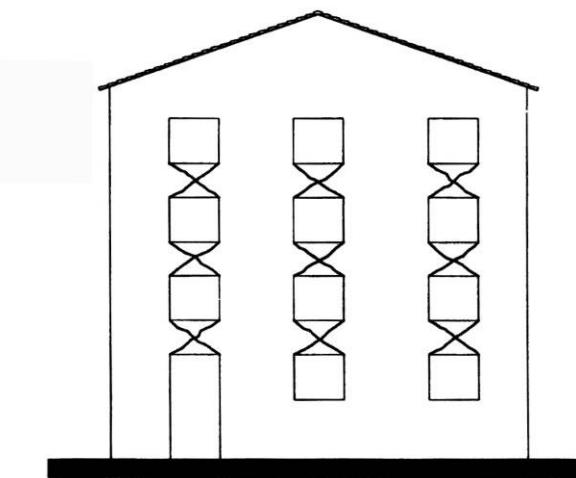
in mancanza di solide basi sperimentali, si adotta un comportamento elasto-plastico-fragile o elasto-fragile

Meccanismi di danno negli edifici esistenti

Negli edifici datati di solito gli elementi strutturali orizzontali (fasce di piano) non sono irrigiditi da cordoli e dalla collaborazione dei solai.

Pertanto, quando sono sollecitati a flessione e taglio, tendono a fessurarsi abbastanza precocemente, a causa dell'assenza di compressione in direzione normale ai letti di malta.

In questi casi il modello a mensole isolate o unite da bielle è più aderente al comportamento reale.





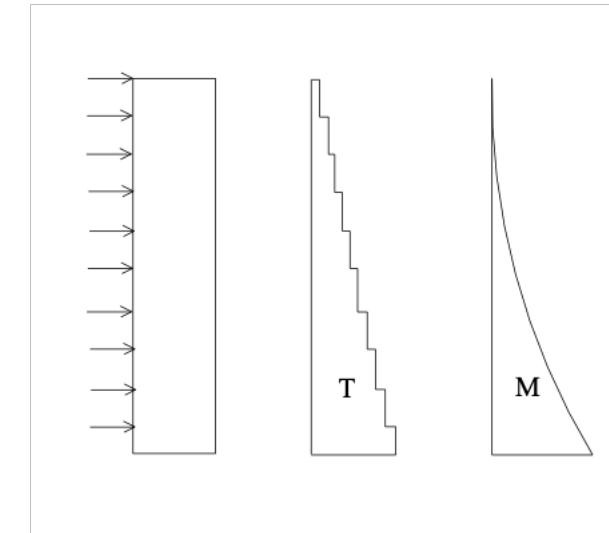
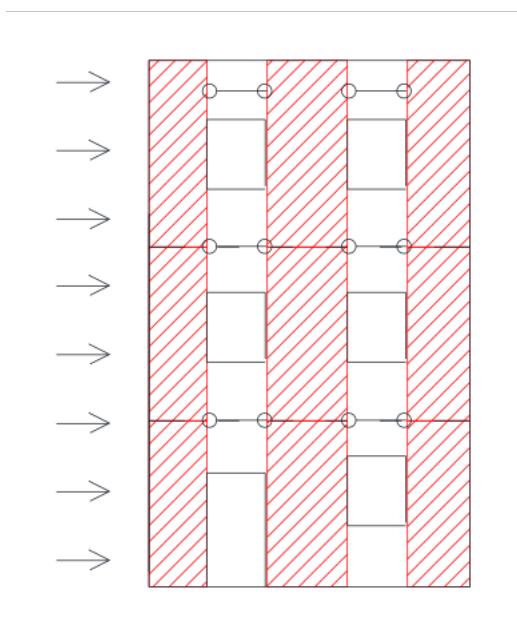






Se i solai esercitano un collegamento efficace fra i maschi murari, allora possono essere schematizzati come bielle, ovvero elementi rigidi a sforzo normale, che mantengono i maschi a distanza mutua fissa.

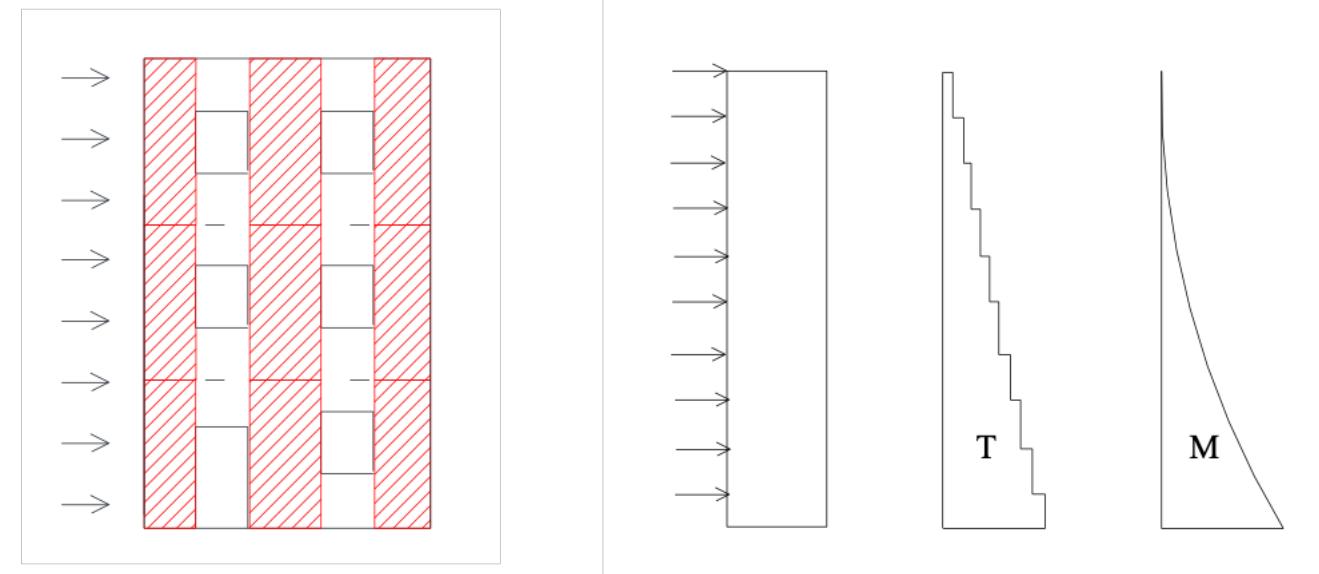
Ciascun maschio murario è sollecitato da una quota delle forze pari alla sua rigidezza.



Nel caso di assenza di cordolo e di sottofinestra di scarsa resistenza, si può trascurare la presenza dei sottofinestra e considerare la parete come un insieme di mensole da terra a tetto.

Ciascuna è sollecitata da una quota delle forze pari alla sua zona di competenza

Questo modello in genere non è adatto per edifici nuovi, in cui il cordolo è obbligatorio



N.B.

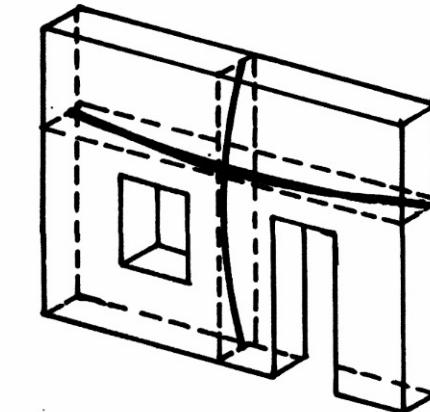
- Lo stesso modello deve essere adottato sia per il calcolo delle rigidezze in base alle quali si ripartiscono le forze, sia nella valutazione delle sollecitazioni
- Lo sforzo normale in ciascuna parete è quello determinato nell'analisi per i carichi verticali, più eventualmente quello dovuto all'effetto ribaltante delle azioni orizzontali

Verifiche per azioni sismiche fuori piano

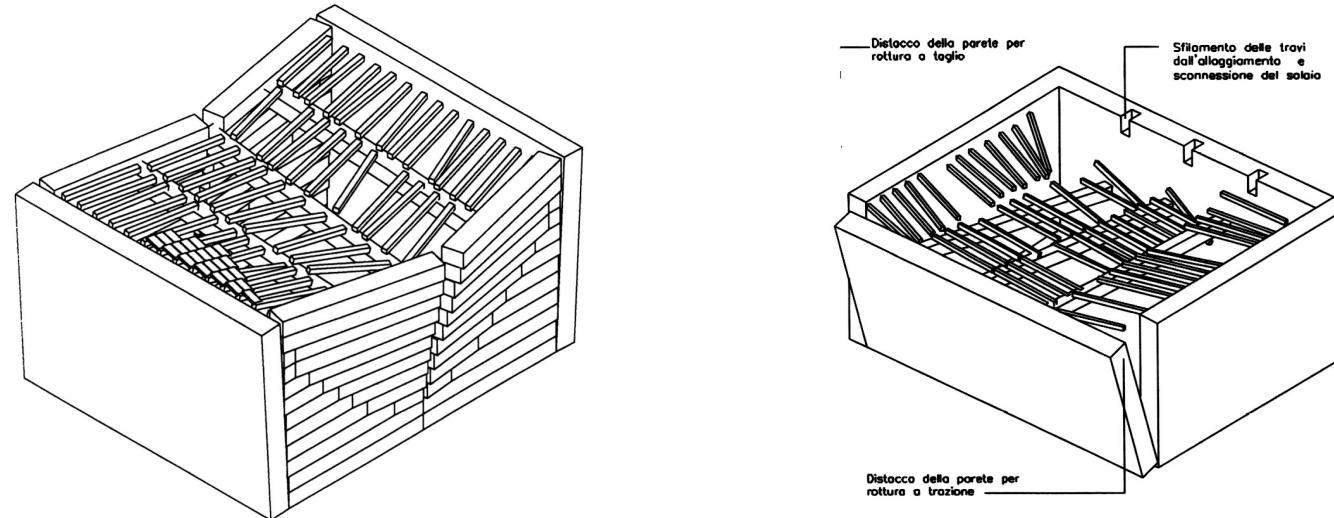
Negli edifici datati, i meccanismi di danno caratterizzati da moltiplicatori di collasso più bassi, e che più facilmente evolvono verso il collasso, sono quelli che si innescano nelle pareti murarie investite da azioni ortogonali, che tendono a produrne il ribaltamento.

Le pareti ortogonali al sisma sono verificate considerando separatamente ciascuna specchiatura, e tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo lungo i bordi.

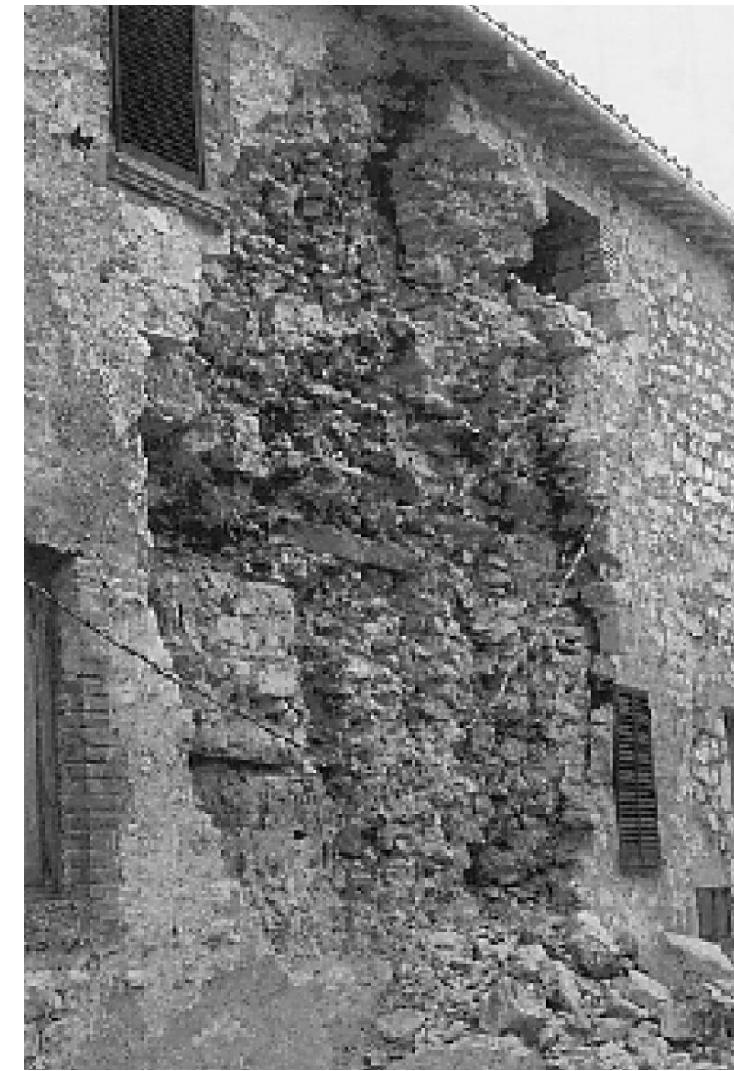
Se una parete è ben vincolata lungo il bordo la verifica si esegue nei confronti della flessione (N costante).

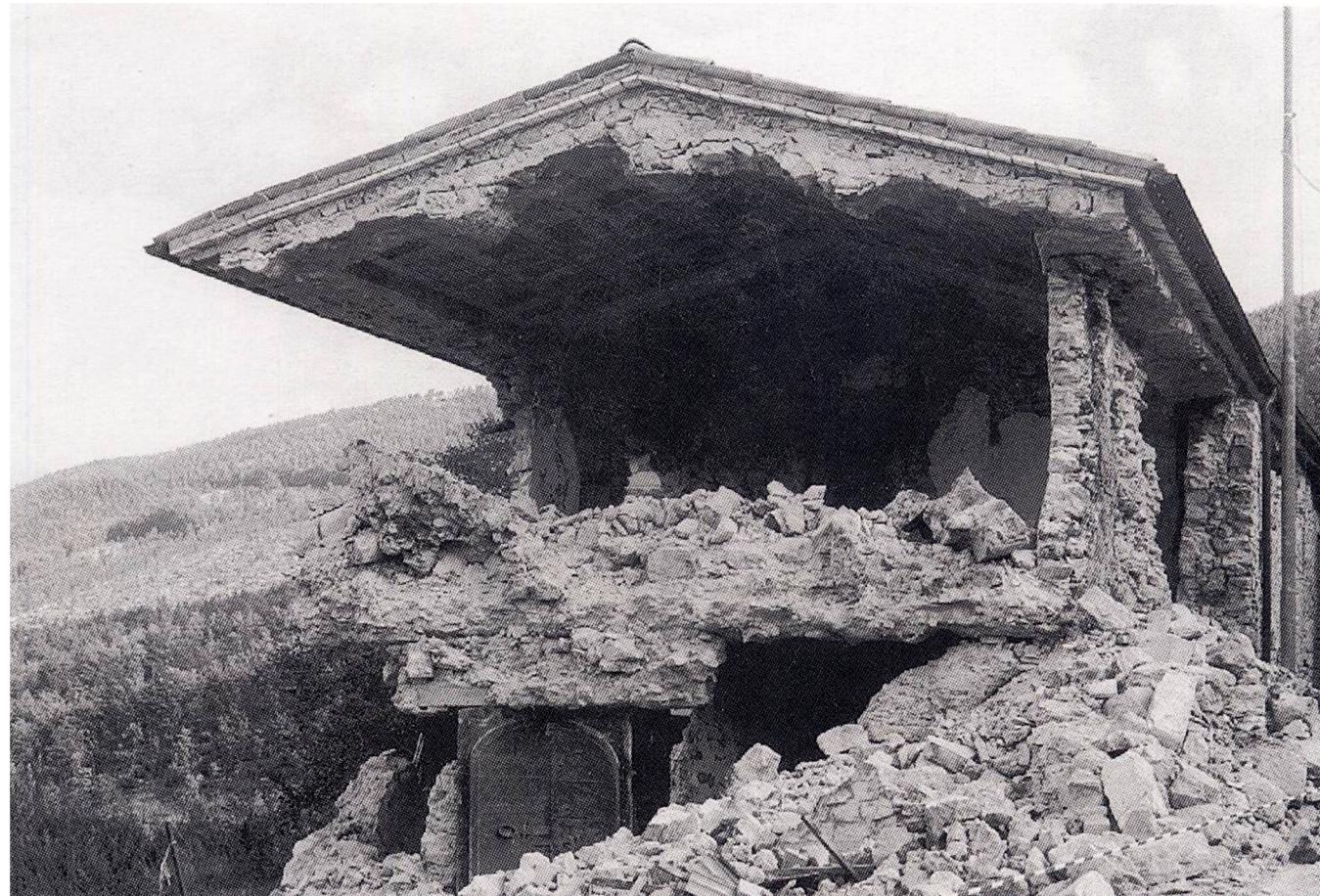


Se i vincoli sui bordi della parete non sono efficaci, allora i meccanismi di resistenza a flessione sopra visti non si possono instaurare

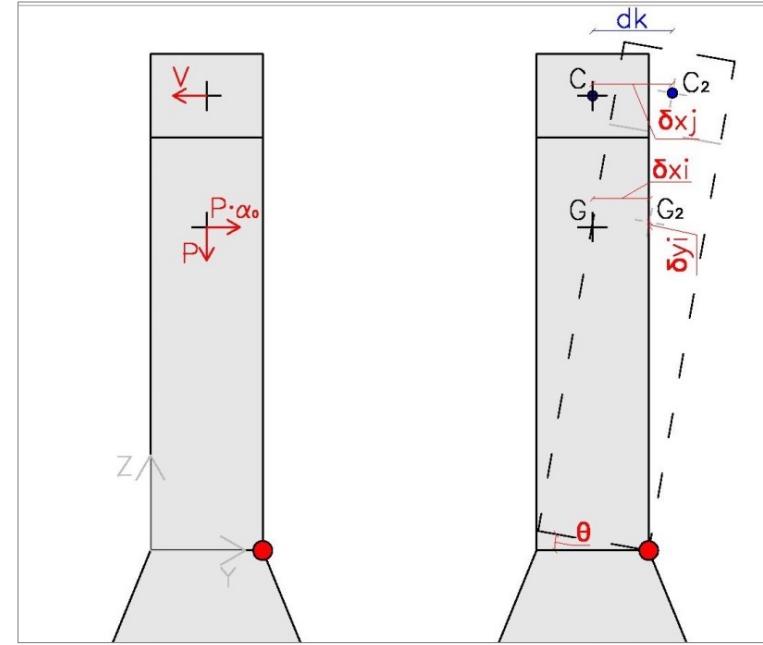


in questa situazione la resistenza a flessione è pressoché nulla: la sezione alla base del muro, più sollecitata, arriva a crisi per azioni fuori piano molto basse.





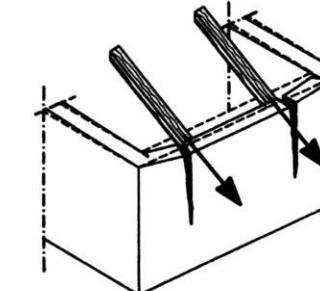
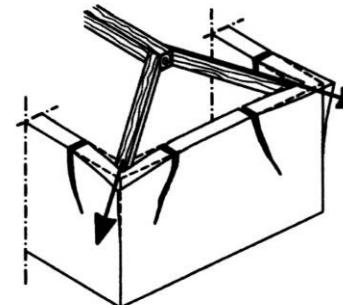




Se le azioni fuori del piano sono costituite dalle azioni sismiche (oscillatorie) e se la qualità della muratura è abbastanza buona, in modo da potersi comportare come corpo rigido, nella verifica si può tener conto di tutte le risorse della parete prima di arrivare al collasso, valutando la sicurezza al ribaltamento

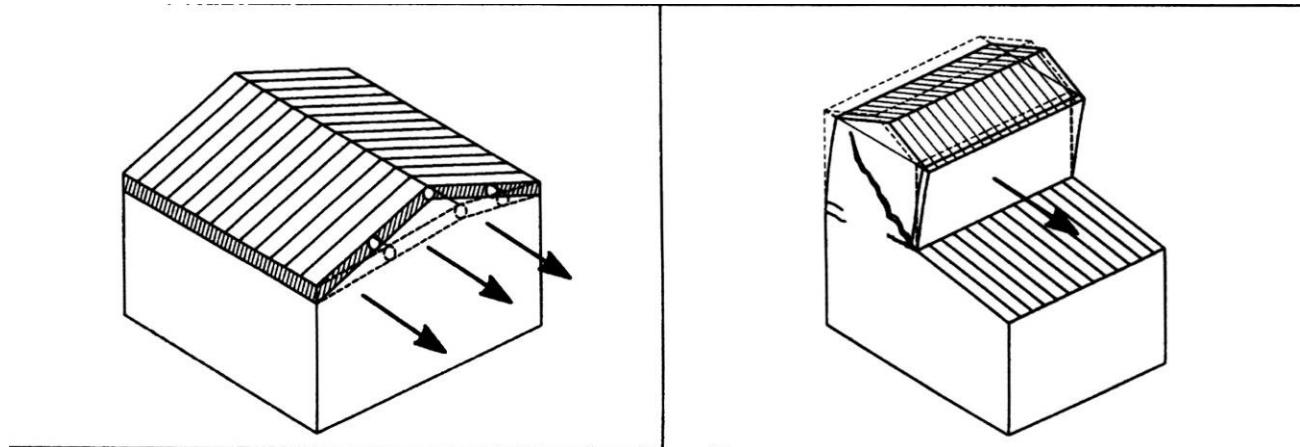
Dissesti locali

- dissesti per spinte localizzate: si verificano di solito nelle zone alte degli edifici dove la compressione dovuta ai carichi verticali è minore quindi la resistenza a taglio è ridotta





- dissesti per variazioni di rigidezza concentrate: a questo genere di dissesti sono riconducibili tutti quei danneggiamenti prodotti nei punti di collegamento tra parti di edifici caratterizzate da rigidezze diverse, che quindi tendono ad oscillare indipendentemente le une dalle altre







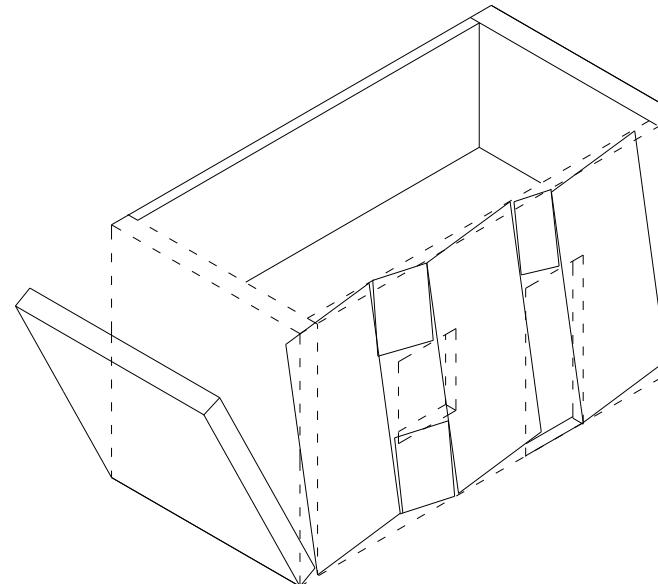
Edifici esistenti non realizzati secondo la regola dell'arte

Molto spesso gli edifici esistenti non sono realizzati secondo la regola dell'arte:

- la connessione fra le pareti che si intersecano non sempre è efficace, talvolta manca del tutto
- i solai in legno ed i solai realizzati con profilati metallici e voltine o tavelle non hanno una apprezzabile rigidezza nel loro piano; quelli laterocementizi a raso hanno scarsa resistenza alle azioni nel piano
- spesso i solai non realizzano un efficace collegamento fra le pareti contrapposte

Dalle prime due considerazioni, consegue che l'edificio non è in grado di manifestare un chiaro comportamento globale, piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi.

In generale il crollo della struttura muraria avviene per perdita dell'equilibrio di tali sottosistemi: meccanismi locali.



In tali casi la verifica globale non viene effettuata su un modello globale ma attraverso verifiche su un insieme significativo di sottosistemi:

- l'individuazione dei possibili sottosistemi viene fatta sulla base dell'esperienza di terremoti passati e dall'attenta osservazione della costruzione
- le forze sismiche devono essere coerentemente ripartite sui sottosistemi
- si deve tenere correttamente conto delle forze scambiate tra i diversi sottosistemi strutturali considerati

Per ogni sottosistema si tratta di individuare il valore dell'accelerazione sismica che provoca il collasso del sottosistema stesso.

Il minore di tali valori di accelerazione rappresenta l'accelerazione di collasso della costruzione.

Si è osservato che, negli edifici in cui i diversi elementi non sono ben vincolati fra loro, gli elementi murari raggiungono il collasso per perdita dell'equilibrio.

Il collasso, in questi casi, non dipende significativamente dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli.

Un efficace modello di riferimento per valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi è l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico.

Tale analisi si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo prevede la trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti individuando possibili piani di frattura.

In tale modello, quindi, le strutture murarie sono considerate come costituite da corpi rigidi: i *macroelementi* coinvolti nei cinematismi.

Si considera nulla la resistenza a trazione della muratura e infinita la sua resistenza a compressione.

I macroelementi sono in grado di ruotare o scorrere tra loro.

Le verifiche sugli edifici in muratura eseguite con l'analisi limite dell'equilibrio hanno significato solo se è garantita una adeguata monoliticità delle pareti murarie, tale da impedire il collasso locale per disgregazione della muratura.

Murature di qualità scadente identificano situazioni di elevata vulnerabilità, incompatibili con l'analisi tramite meccanismi: prefigurano, infatti, scarsa resistenza alle azioni nel piano delle pareti e disgregazione per azioni fuori del piano.



Meccanismi di ribaltamento semplice

Il ribaltamento semplice di pareti esterne degli edifici dovute all'azione del sisma ortogonale al loro piano si schematizza come una rotazione rigida di porzioni di parete attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base.

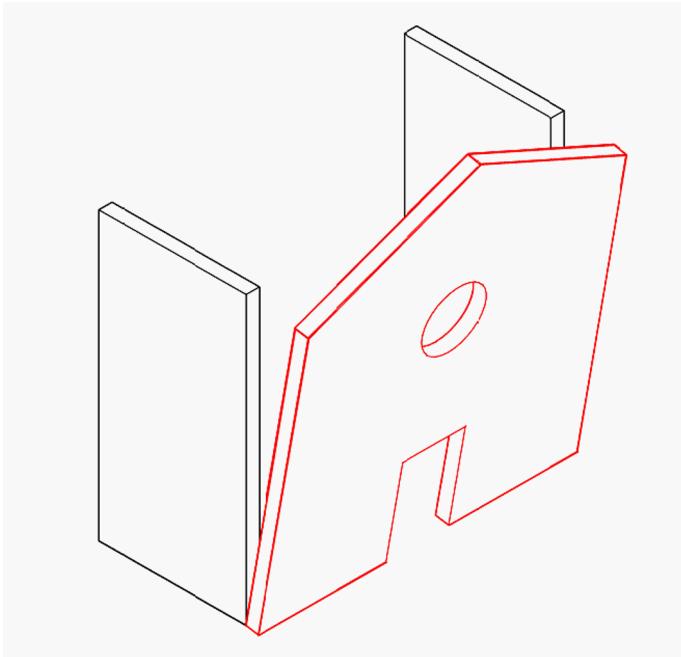
Tale situazione si verifica quando il muro investito dall'azione sismica risulta libero in sommità (assenza di cordoli o catene) e non ammorsato alle pareti ad esso ortogonali.



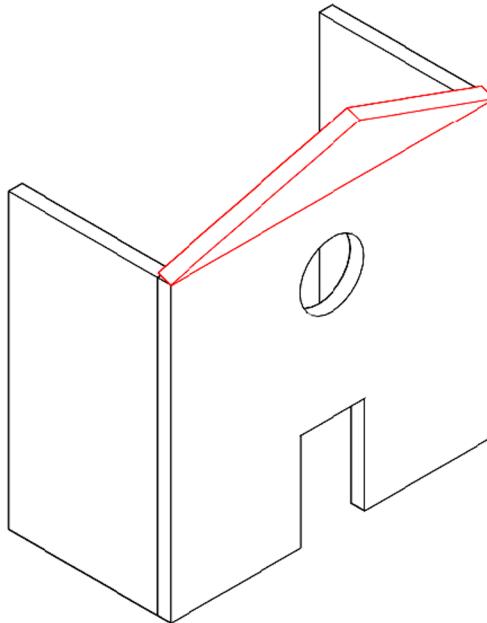


Meccanismi di ribaltamento semplice nelle chiese

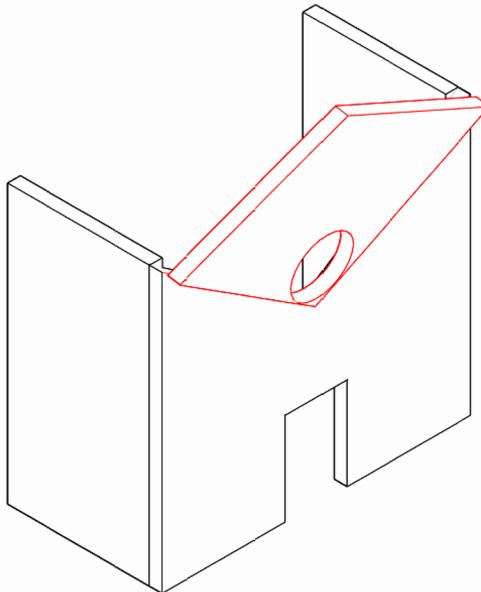
Ribaltamento della facciata



Ribaltamento del timpano con lesione orizzontale



Ribaltamento del timpano con lesione a V



Ribaltamento del timpano e attivazione del meccanismo di ribaltamento della facciata





Meccanismi di ribaltamento composto

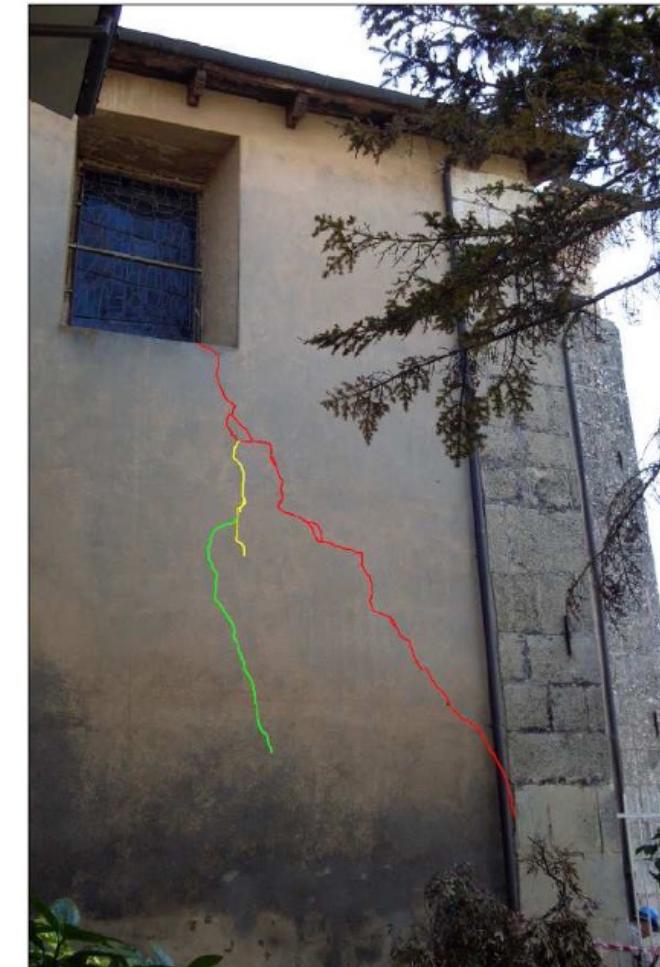
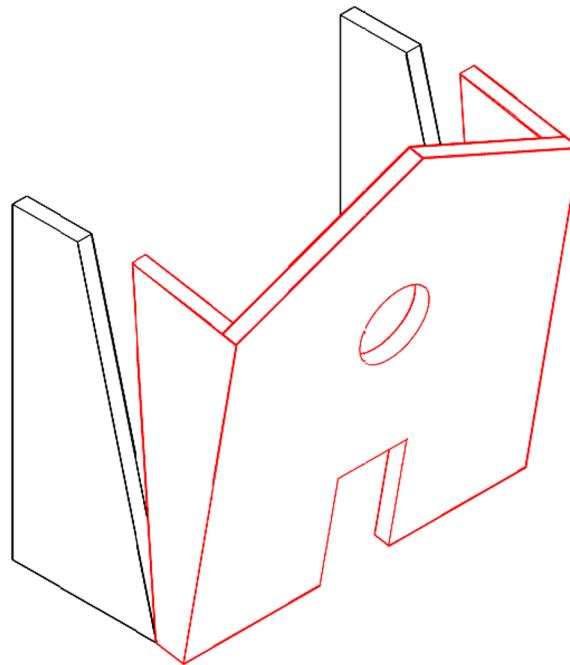
Al ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica si accompagna il trascinamento di una porzione di struttura muraria appartenente ad un'angolata libera oppure a pareti di spina.

In questi casi, i martelli murari e le angolate presentano connessioni adeguate con le murature che tendono a ribaltare, tali da determinare un coinvolgimento di parti di esse nel ribaltamento.

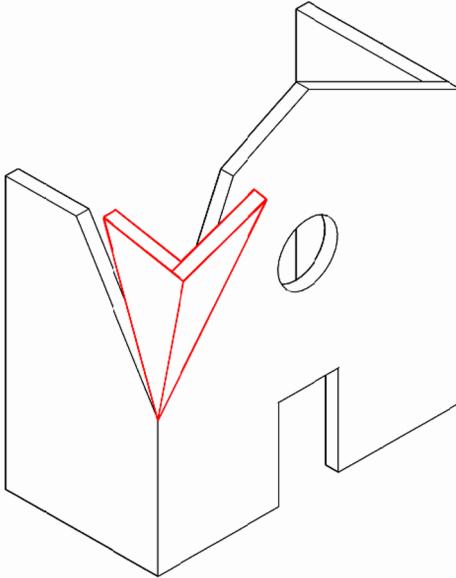
Situazioni di questo tipo si verificano in assenza di vincoli in sommità della parete ribaltante e in presenza di un efficace collegamento con quelle ad essa ortogonali.

Questo meccanismo è fortemente influenzato dal tipo di muratura e dalla presenza di aperture nelle pareti di controvento, da cui dipendono la configurazione e le dimensioni del cuneo di distacco.

Ribaltamento della facciata e di cunei laterali

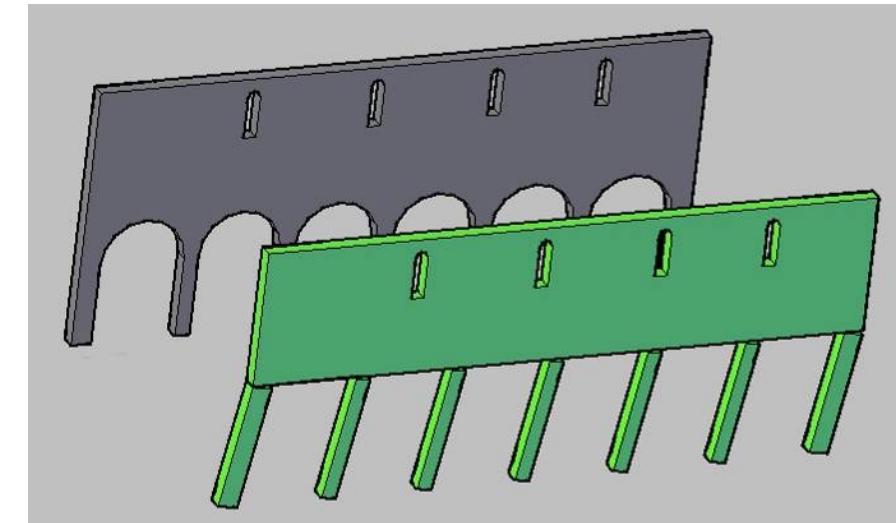
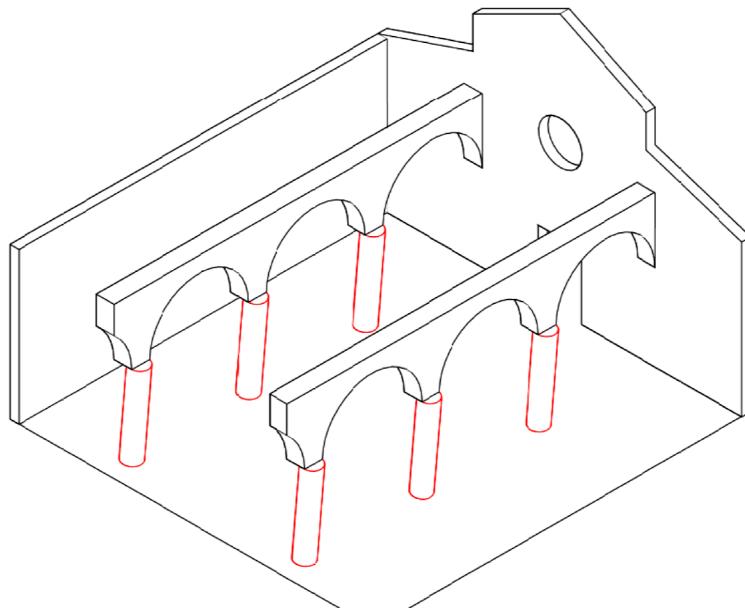


Ribaltamento di un'angolata



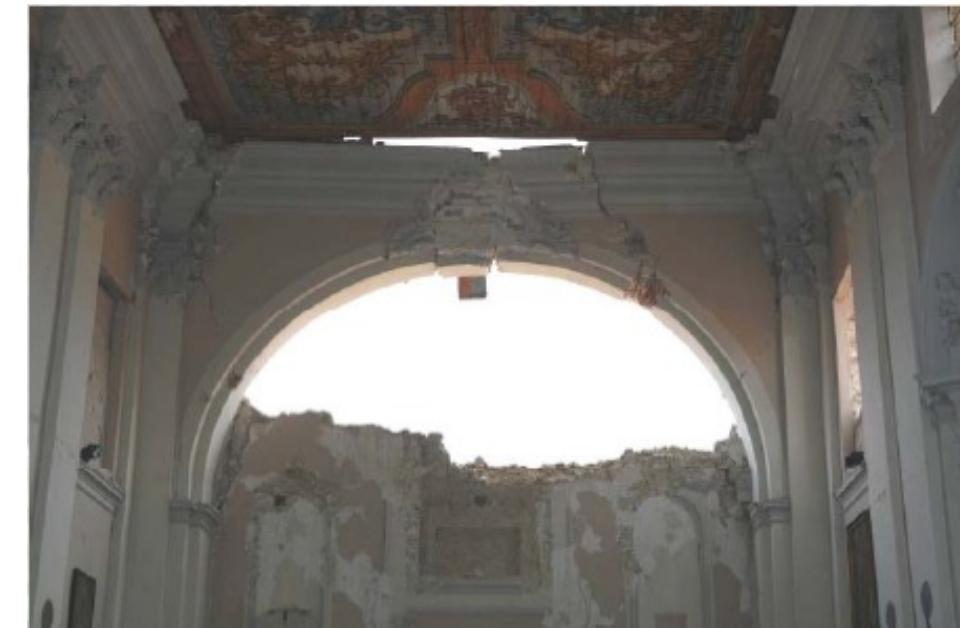
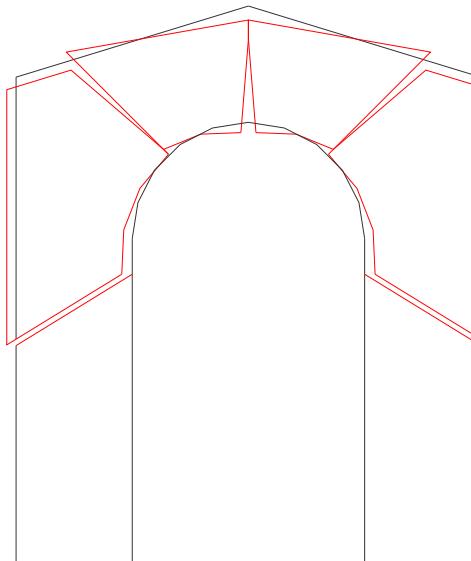
Meccanismi del colonnato

Rotazione delle colonne

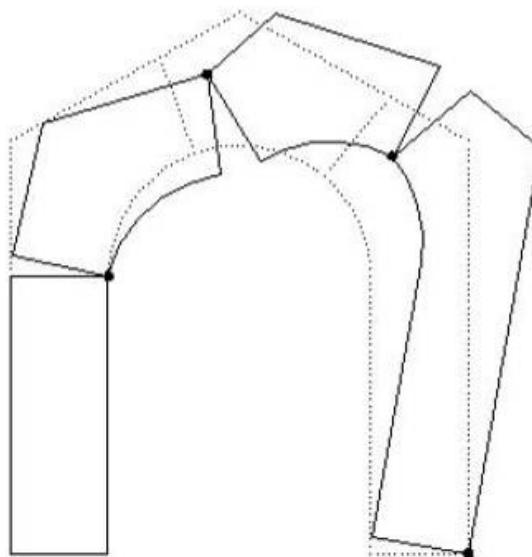


Meccanismi dell'arco trionfale

Rottura a taglio dei piedritti

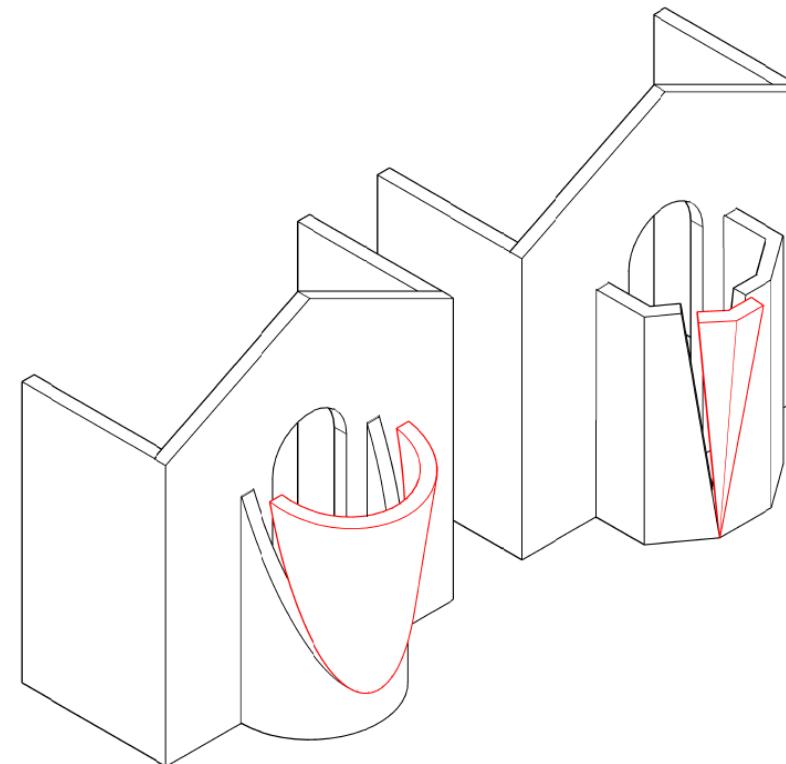


Rototraslazione di uno dei piedritti



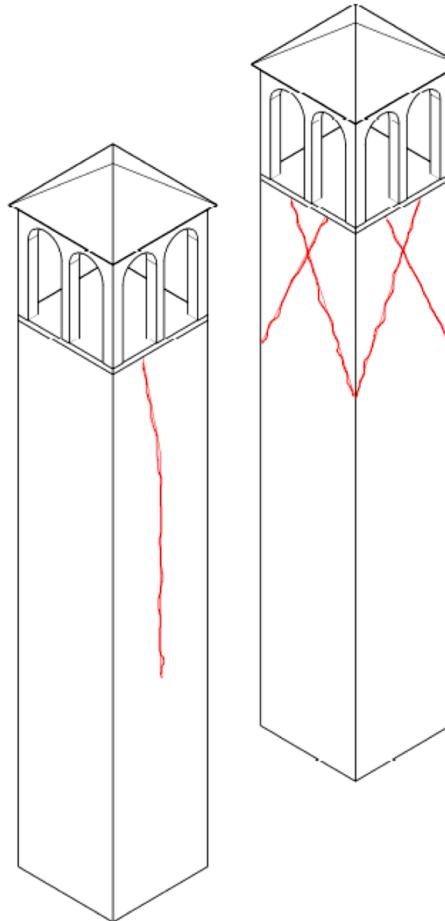
Meccanismi dell'abside

Ribaltamento di cunei



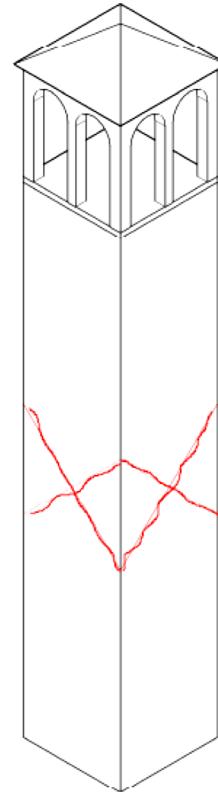
Meccanismi di torri e campanili

Lesioni verticali o arcuate (espulsione di uno o più angoli)

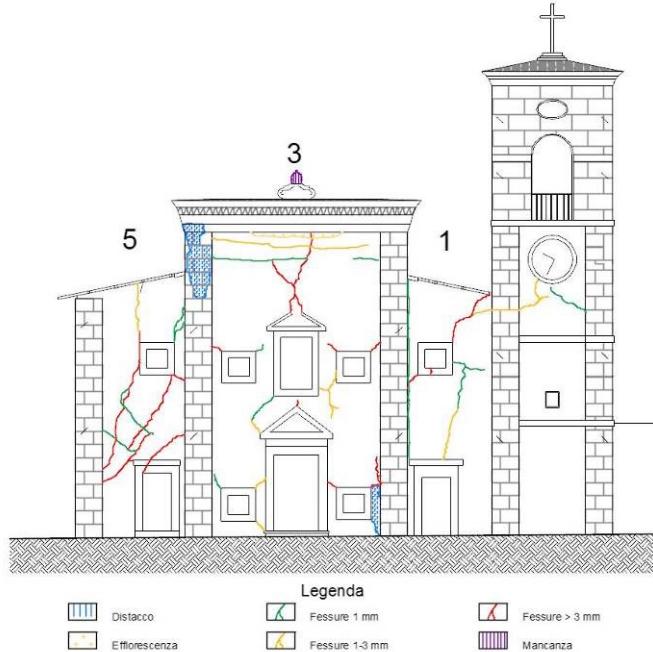
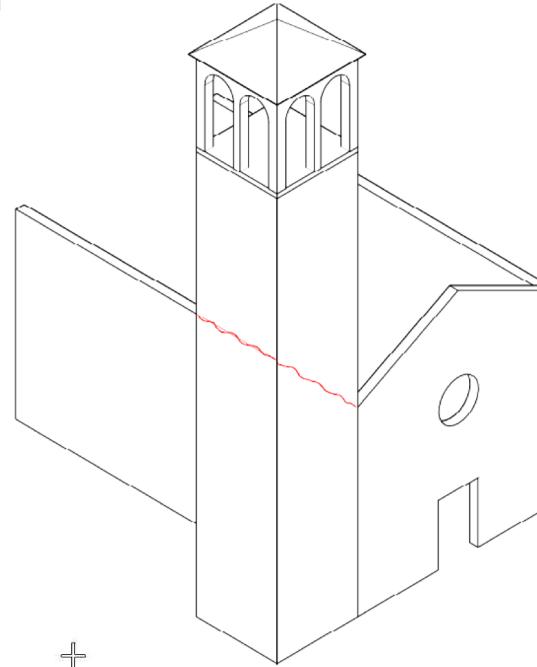


Meccanismi di torri e campanili

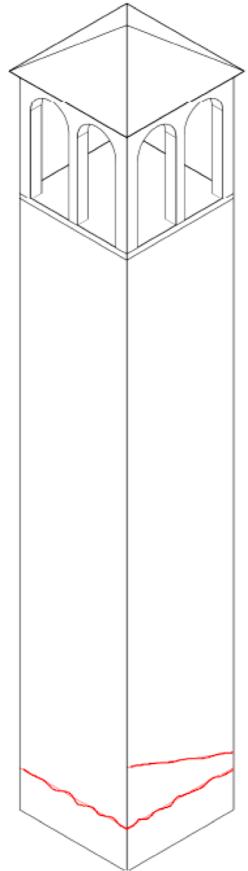
Lesioni a taglio o scorrimento



Lesioni vicino allo stacco dal corpo della chiesa

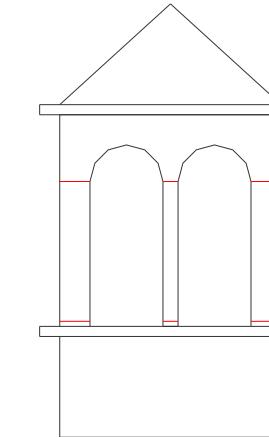


Lesioni alla base

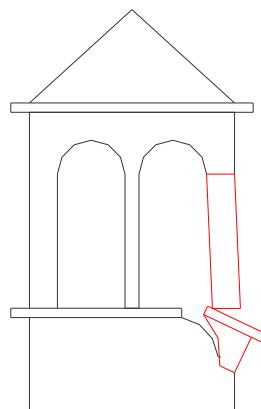


Meccanismi della cella campanaria

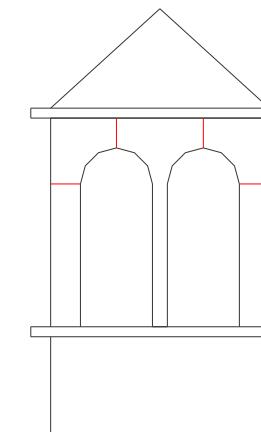
Rotazioni o scorrimenti dei piedritti



Espulsione di cunei murari



Lesioni negli archi



Metodi di analisi dei meccanismi locali

Analisi limite dell'equilibrio nella forma cinematica

si applica il principio dei lavori virtuali al meccanismo in esame

si può valutare la capacità sismica in termini:

- di resistenza  analisi cinematica lineare
- di spostamento  analisi cinematica non lineare

Il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica) attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;

- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Per una simulazione più realistica si possono considerare ipotesi più complesse.

Analisi cinematica lineare

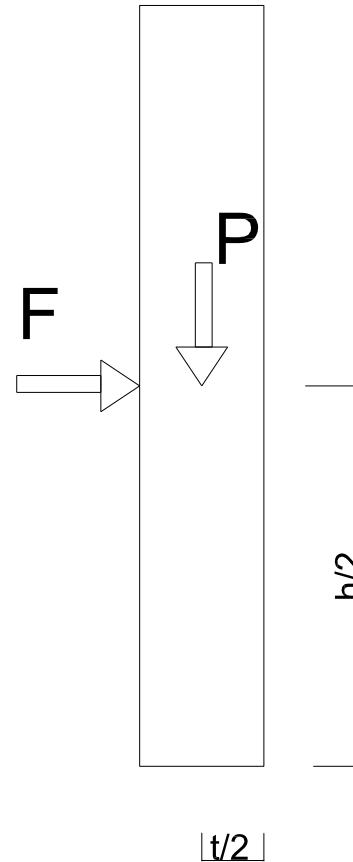
Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi le seguenti forze:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, ecc);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche);
- eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari).

Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k, è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione.

Il moltiplicatore a_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$a_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_f$$



Attivazione del meccanismo

$$P \cdot t / 2 = F \cdot h / 2$$

$$P \cdot t / 2 = \alpha_0 \cdot P \cdot h / 2$$

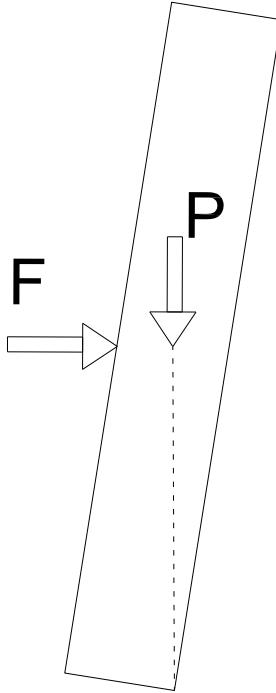
$$\alpha_0 = \frac{t}{h}$$

Analisi cinematica non lineare

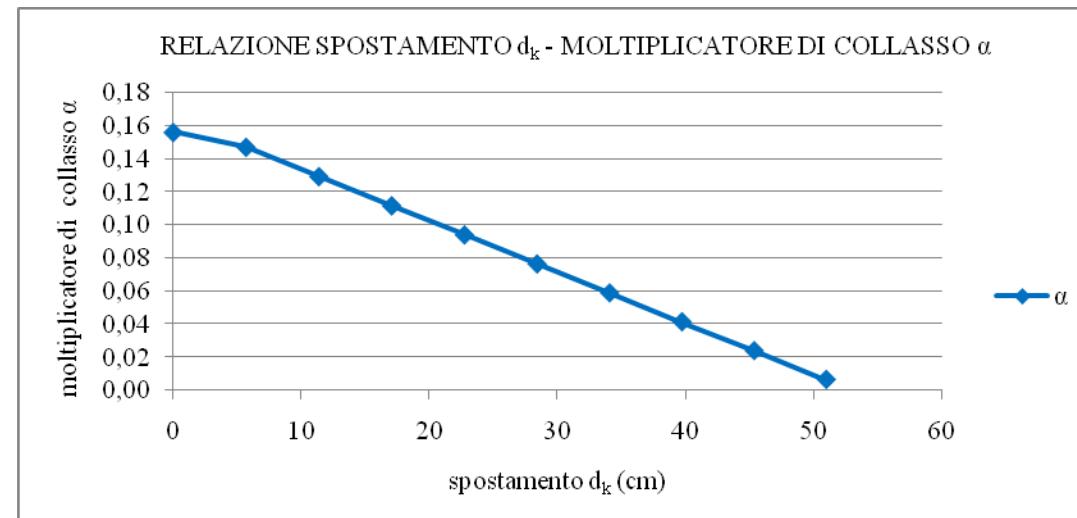
Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale α dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema.

L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α , in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$.

In corrispondenza di ciascuna configurazione del cinematismo di blocchi rigidi, il valore del moltiplicatore α può essere valutato utilizzando l'equazione dei lavori virtuali, riferendosi alla geometria variata.



$| d_{k,0} |$





Valutazione della curva di capacità (oscillatore equivalente)

Noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* .

La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore a e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo.

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

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

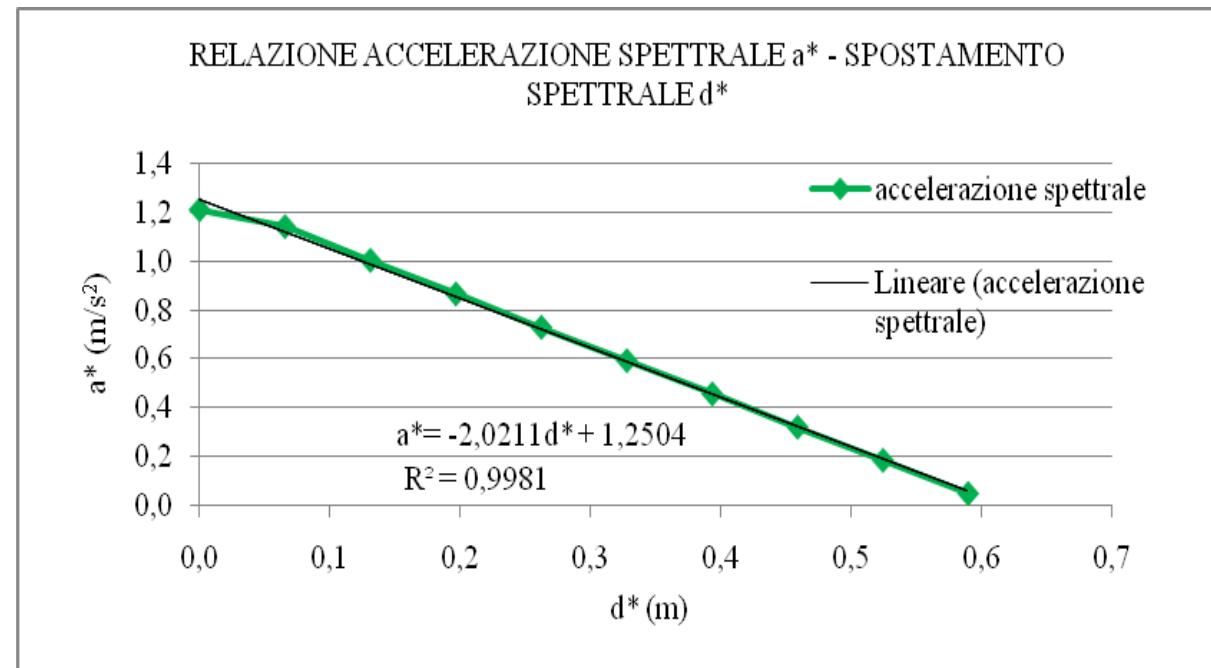
$e^* = g M^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;

FC è il fattore di confidenza

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesato sugli stessi.

In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k , è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}$$



La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo SLD e SLV è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- SLD: dalla accelerazione spettrale a_0^* , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti:
 - a) il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
 - b) lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.



Verifiche di sicurezza

Stato limite di danno

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di danno è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, l'accelerazione di attivazione del meccanismo viene confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico, valutato per T=0:

$$a_0^* \geq a_g(P_{V_R}) \cdot S$$

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo.

In aggiunta alla precedente, si verifica anche che:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma$$

Stato limite di salvaguardia della vita

La verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita dei meccanismi locali, può essere svolta con uno dei criteri seguenti.

Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare)

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente diseguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{v_R})S}{q}$$

Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s .

Definito lo spostamento $d_s^* = 0.4 d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è calcolato come :

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

La domanda di spostamento $D_d(T_s)$ sarà così ottenuta:
nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una
porzione della costruzione comunque sostanzialmente
appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello
Stato limite di salvaguardia della vita si considera soddisfatta
se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento

Anche gli squali quando mostrano i denti sembra che sorridano

giuliafresca@gmail.com



Fresca's "Engineering - Architecture - MEP & Energy Technologies - Industry 4.0 & ITT" since 1996



:ITALIACORSI

FORMAZIONE PROFESSIONALE CONTINUA

www.italiacorsi.it