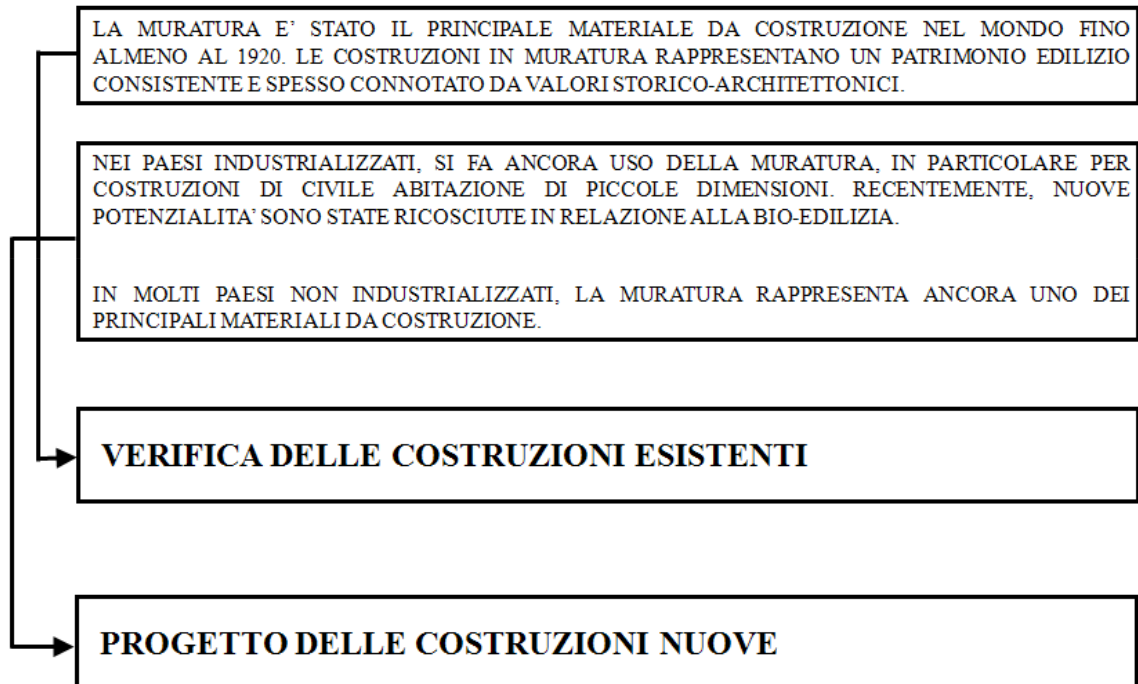


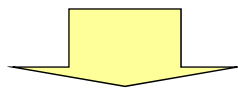
EDIFICI IN MURATURA

■ GRANDE DIFFUSIONE DELLA MURATURA NELLE COSTRUZIONI CIVILI



Caratteristiche meccaniche principali della muratura:

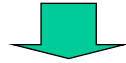
- **buona resistenza a compressione**
- **scarsa o trascurabile resistenza a trazione;** in particolare la resistenza a trazione di un giunto malta-blocco può essere dell'ordine di $1/30$ della resistenza a compressione della muratura



- 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
- Possono esistere problemi per la resistenza alle forze orizzontali (vento, sisma)

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.



Concezione strutturale a "sistema scatolare"

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

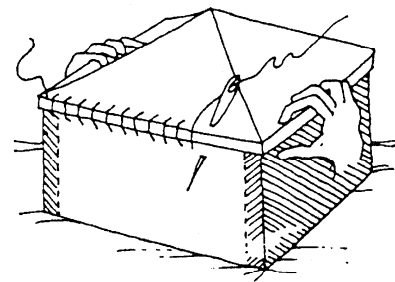
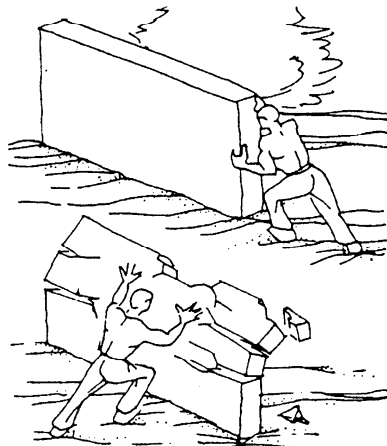
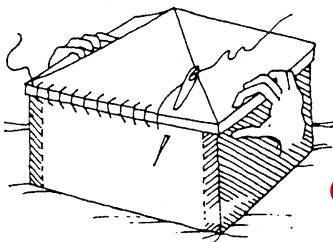


figura da Touliatos, 1996

Concezione strutturale a "sistema scatolare"



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)

figura da Touliatos, 1996

- 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".



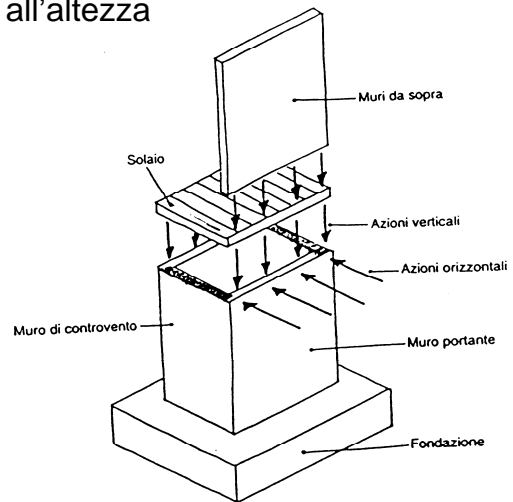
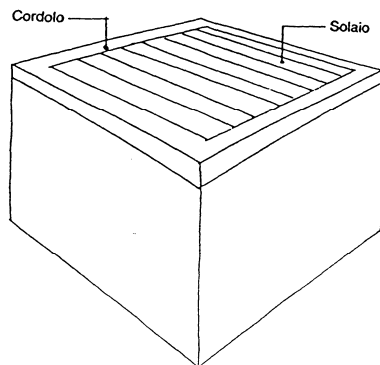
Questo concetto è ripreso dalle normative, specificando che per quanto possibile tutti i muri devono avere funzione portante e di controventamento.

Accorgimenti per garantire il comportamento scatolare: collegamenti

Requisito fondamentale:

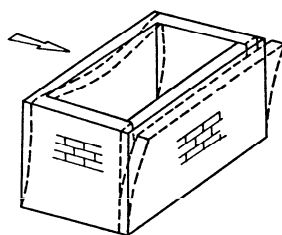
i muri portanti, i muri di controventamento e i solai devono essere **efficacemente collegati** tra loro.

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

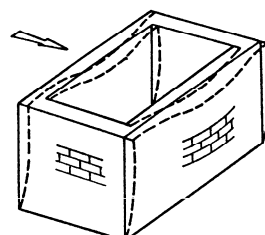


Funzioni dei cordoli:

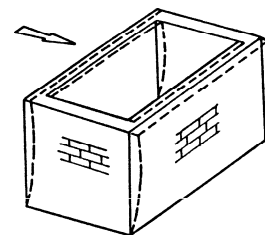
- Svolgono una funzione di **vincolo alle pareti sollecitate ortogonalmente al proprio piano**, ostacolandone il meccanismo di ribaltamento.



a) con solaio deformabile e senza cordolo



b) con cordolo e con solaio deformabile



c) con cordolo e con solaio rigido

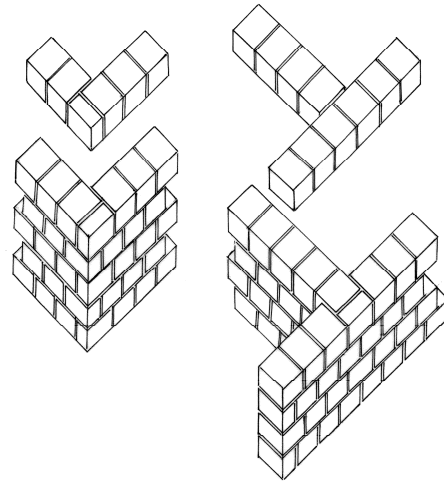
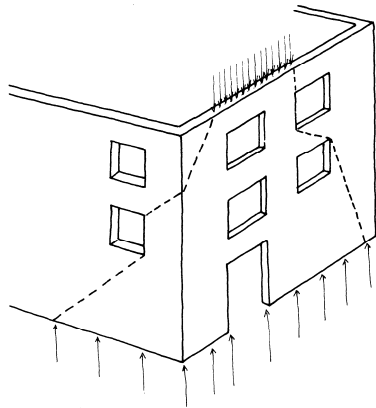
- Inoltre, un cordolo continuo in c.a. consente di **collegare longitudinalmente muri di controvento complanari**, consentendo la redistribuzione delle azioni orizzontali fra di essi e conferendo maggiore iperstaticità e stabilità al sistema resistente.

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 rigidità flessionale.

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**,

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”).

IL MATERIALE MURATURA: COMPORTAMENTO MECCANICO

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

- la disomogeneità
- l'anisotropia
- il diverso comportamento a compressione e a trazione
- la non linearità del legame sforzi-deformazioni

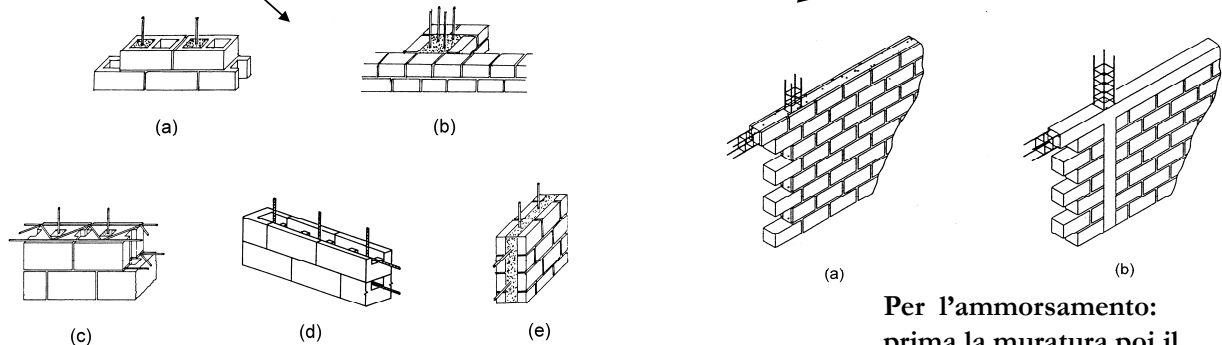
Il comportamento meccanico è il risultato dell'interazione fra gli elementi e la malta, attraverso la loro **interfaccia** (che per fenomeni fisico-chimici tende a sviluppare un comportamento *diverso* da quello dei singoli componenti).

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.

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

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



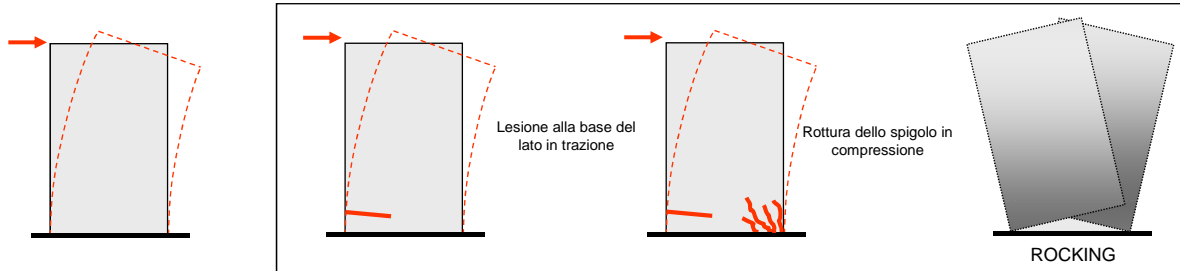
Per l'ammorsamento:
prima la muratura poi il cordolo

Stati limite dei pannelli murari

Azioni nel piano

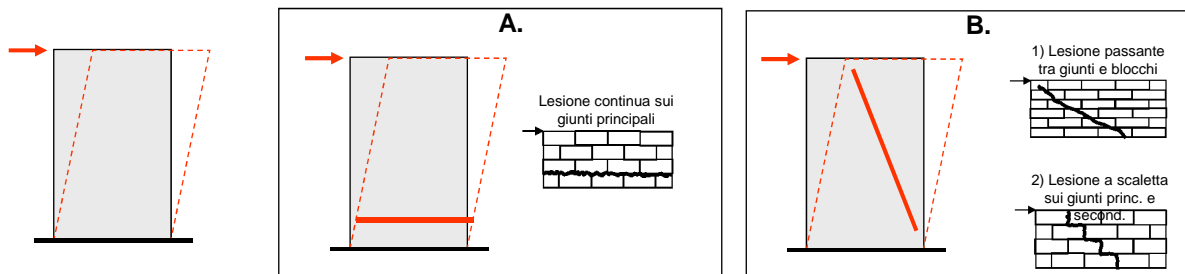
Azioni fuori piano

MECCANISMI PER PRESSOFLESSIONE



NELLA REALTA' SI VERIFICANO SPESSO MECCANISMI MISTI.

MECCANISMI PER TAGLIO



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

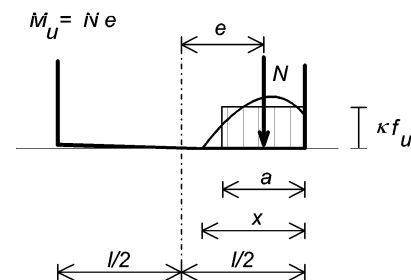
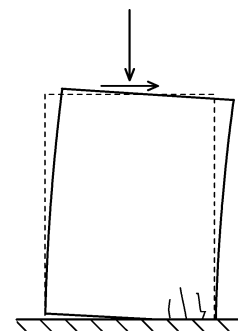
La condizione di rottura per pressoflessione nel piano è associata allo **schacciamento** della muratura al lembo compresso delle sezioni estreme.

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 cinematiso 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:

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

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

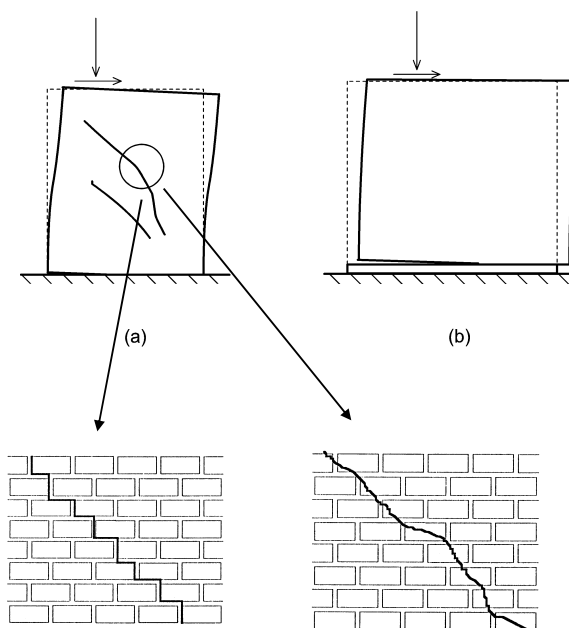


AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

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.

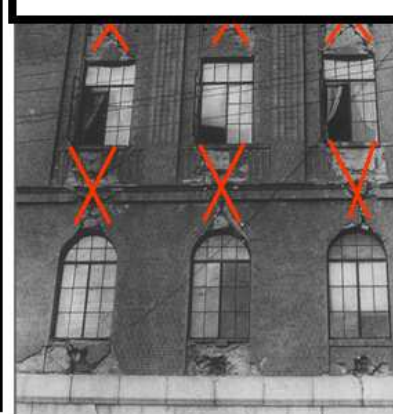
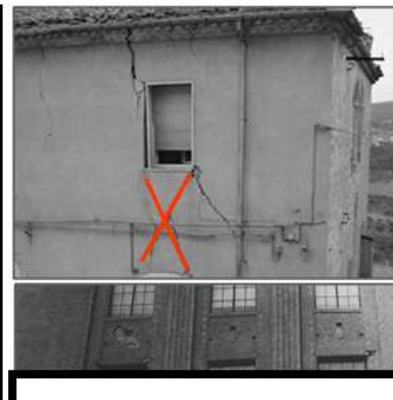
Si distinguono due principali modalità di rottura:

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



fessurazione diagonale con giunti deboli

fessurazione diagonale con giunti resistenti

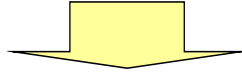


AZIONI NEL PIANO: ROTTURA (STATO LIMITE ULTIMO) PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Criteri 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**”

In realtà si cerca un criterio che comprenda entrambi i meccanismi

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

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

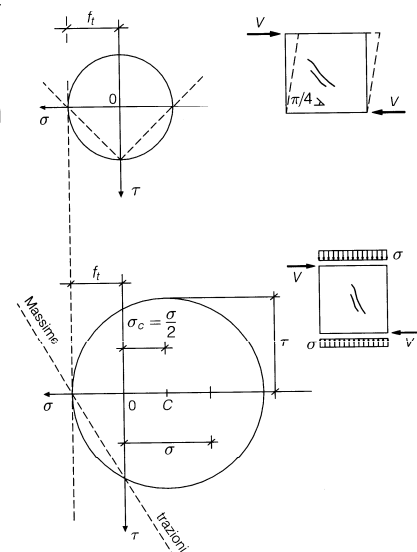
b varia con il rapporto di forma h/l del pannello.

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 $1 < b < 1.5$.



Sembra essere indicata per la fessurazione diagonale

– viene ripresa dal DM 2008 per le costruzioni esistenti

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. 2008 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 : **sforzamento medio di compressione** sull'area reagente

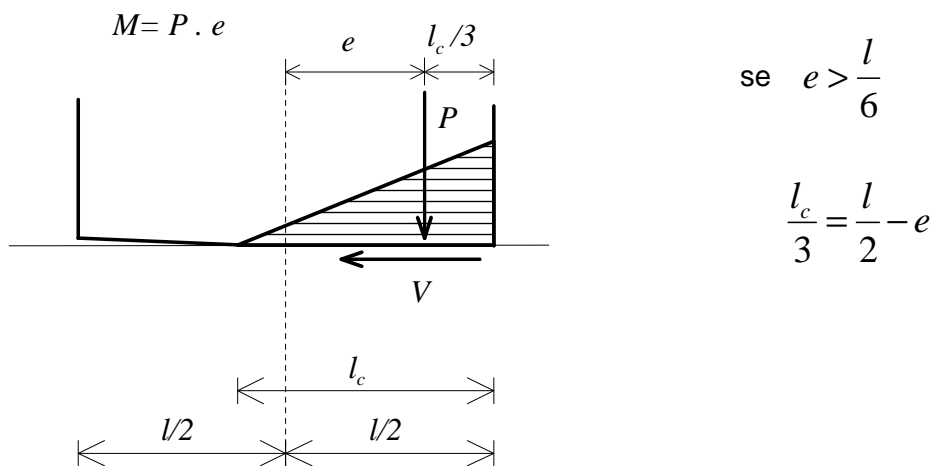
f_{vk0} : resistenza caratteristica a taglio in assenza di compressione

$f_{vk,lim}$ 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.

Sembra essere indicata per la **taglio scorrimento**

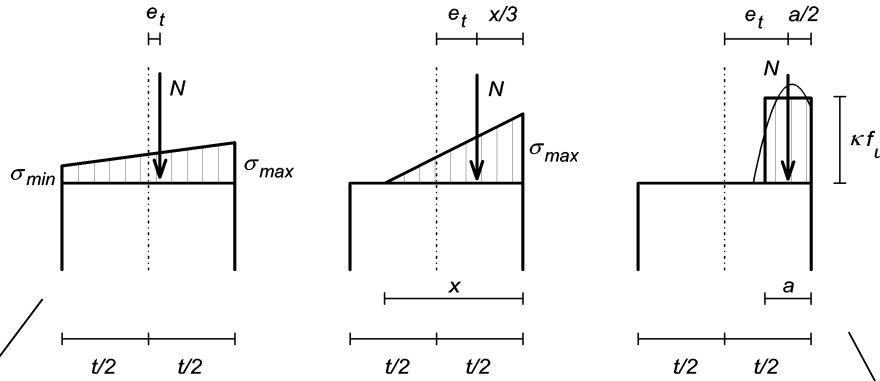
Valutazione della sezione reagente l_c nel caso di distribuzione lineare delle compressioni:



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

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

AZIONI CHE INDUCONO INFLESSIONI FUORI DAL PIANO: COMPRESSIONE 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

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

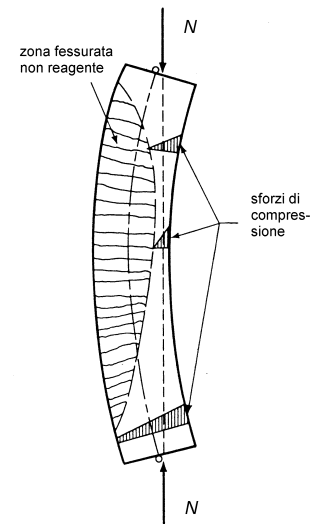
Equivale alla precedente

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Le pareti in muratura possono essere molto sensibili a effetti geometrici del secondo ordine, 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.

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 (cfr. DM 20/11/87 e EC6).



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).

Verrà ridotto in zona sismica

Azioni sismiche (DM 2008)

Modalità costruttive e fattore di struttura

$$q = q_0 \times K_R$$

Tabella 7.8.I - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u / \alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_u / \alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α_1 :

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u / \alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u / \alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

Criteri di progetto e requisiti geometrici (da DM 2008)

Le piante delle costruzioni debbono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso.

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.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma.

La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.II, in cui t indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco, h l'altezza di libera inflessione della parete come definito al § 4.5.6.2, h' l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.

Tabella 7.8.II - Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma.

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda = h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

Metodi di analisi

Analisi lineare statica

Analisi dinamica lineare

Analisi statica non lineare

Analisi dinamica non lineare

Analisi lineare statica

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

È applicabile anche nel caso di costruzioni irregolari in altezza

Le rigidezze degli elementi murari debbono essere 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 possono essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

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

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

$$K = \left(\frac{h^3}{\beta \cdot EJ} + 1.2 \frac{h}{GA} \right)^{-1}$$

$$\beta = \begin{cases} 12 & \text{per vincolo a "doppio incastro"} \\ 3 & \text{per comportamento "a mensola"} \end{cases}$$

Nell'ipotesi di infinita rigidezza nel piano dei solai, il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

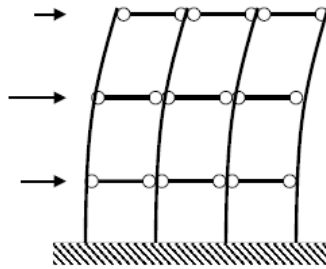
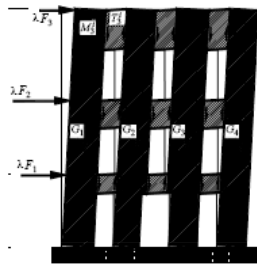
Analisi lineare statica

La resistenza di ciascun elemento strutturale dovrà risultare maggiore della sollecitazione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: **pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano.**

Debbono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma

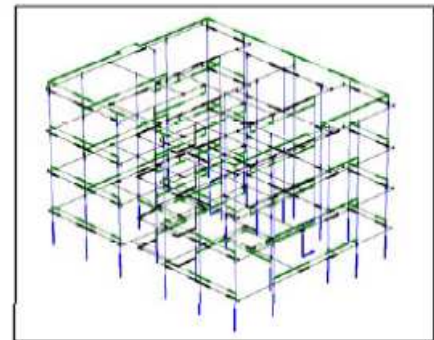
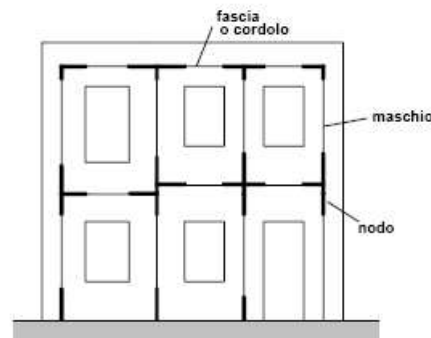
Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente soddisfatte, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per le costruzioni che rientrino nella definizione di **costruzione semplice**

Modelli di calcolo per l'analisi statica lineare



Modelli a mensole

Modelli a telaio equivalente



Analisi statica non lineare

L'idea alla base del metodo è quella di applicare una distribuzione di forze crescenti alla struttura in modo tale che la risposta ottenuta involupi tutte le possibili risposte calcolate mediante analisi dinamiche non lineari

Ossia si ipotizza che la risposta della struttura sottoposta a un sistema di forze crescenti possa sostituire i risultati dell'analisi dinamica

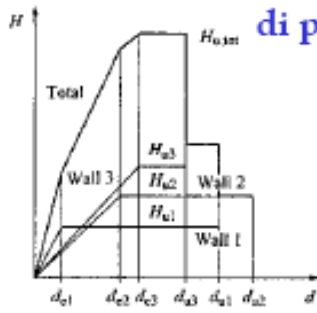
La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento

La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base).

Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

Modelli di calcolo per l'analisi statica non lineare

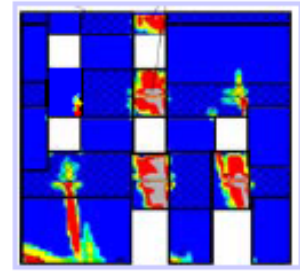
"A meccanismo di piano"



Tomažević, Braga e Dolce

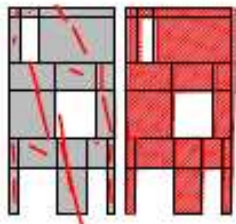
→ Edifici fino a 2 piani modelli a "meccanismi di piano" (es. POR-FLEX, POR-90, etc.)

Elementi finiti



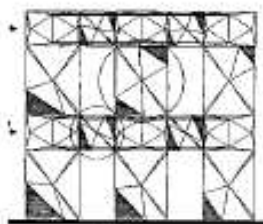
Gambarotta e Lagomarsino, Papa e Nappi, Lourenço

Modelli a macroelementi'



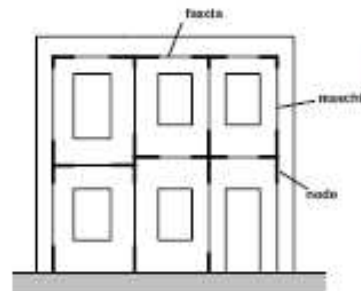
MAS3D

Braga, Liberatore, Spera



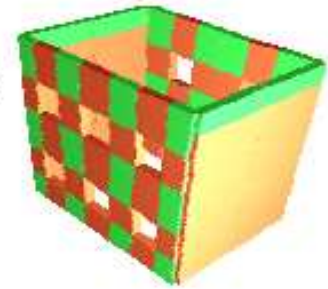
PEFV

D'Asdia e Viskovic



SAM

Magenes, Della Fontana, Bolognini



TREMURI

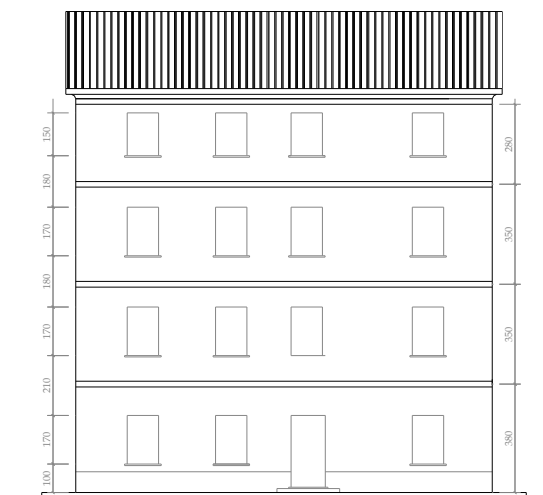
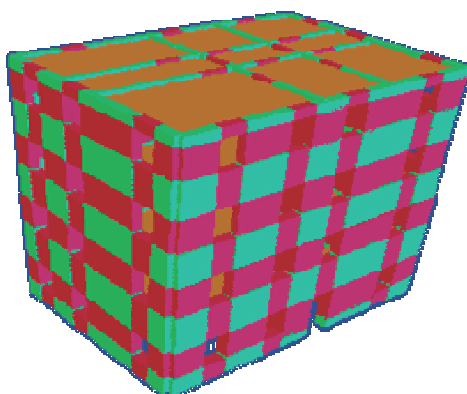
Lagomarsino, Perna e Galasco

ANALISI STATICA NON LINEARE: Direzione Y

Push over : due distribuzioni di forze (nodo 302 quota 10.8 m)

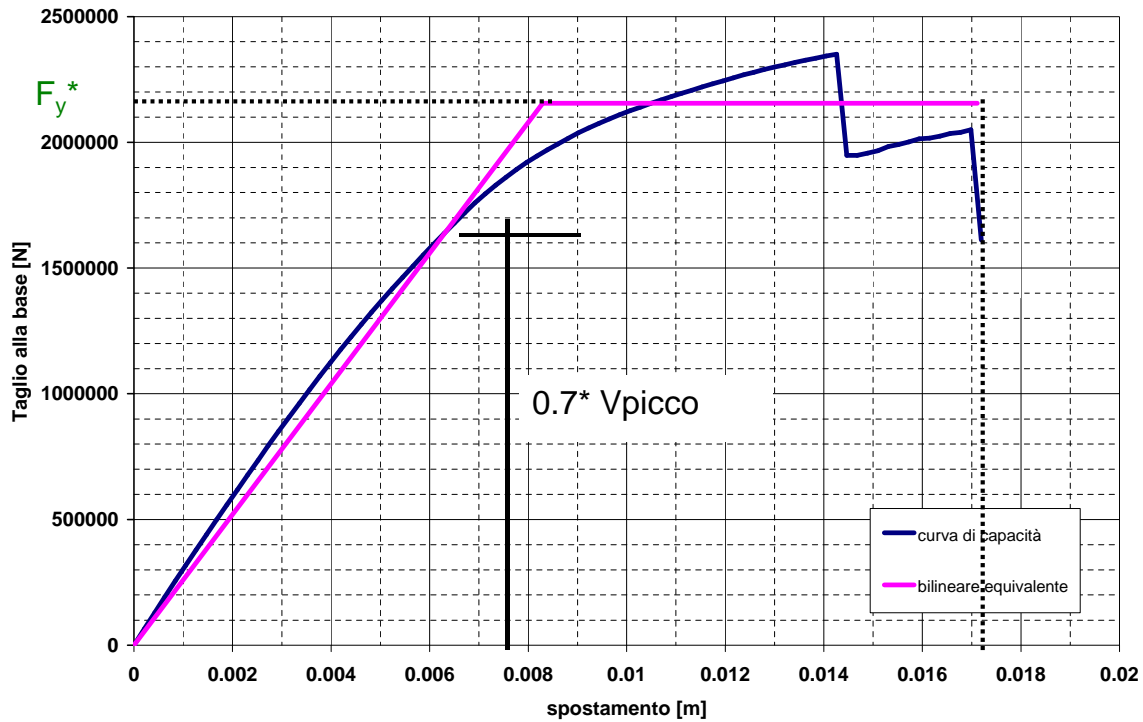
L'edificio è stato modellato come **assemblaggio 3D di telai equivalenti** (pareti murarie) e orizzontamenti (solai), utilizzando il codice di calcolo **TREMURI**.

Il modello di calcolo è composto globalmente da 8 pareti, 189 nodi e 235 elementi per un totale di 894 gradi di libertà di cui 70 vincolati. La massa complessiva del modello risulta pari a 1046 t.



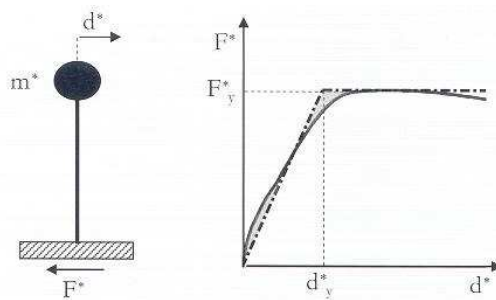
ANALISI STATICA NON LINEARE: Direzione X

Bilineare equivalente (nodo 305 quota 10.8 m)



ANALISI STATICA NON LINEARE

➤ Conversione al sistema bilineare equivalente (Punto 4.5.4.3)



Φ : vettore rappresentativo della deformata legata alla distribuzione di forze applicata alla struttura, **normalizzato** al valore unitario della componente relativa al punto di controllo

Γ : “coefficiente di partecipazione” =
$$\frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

➔ *Caratterizzazione del sistema equivalente:*

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{k^*}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i$$

ANALISI STATICA NON LINEARE

➤ *Determinazione della risposta massima in spostamento*

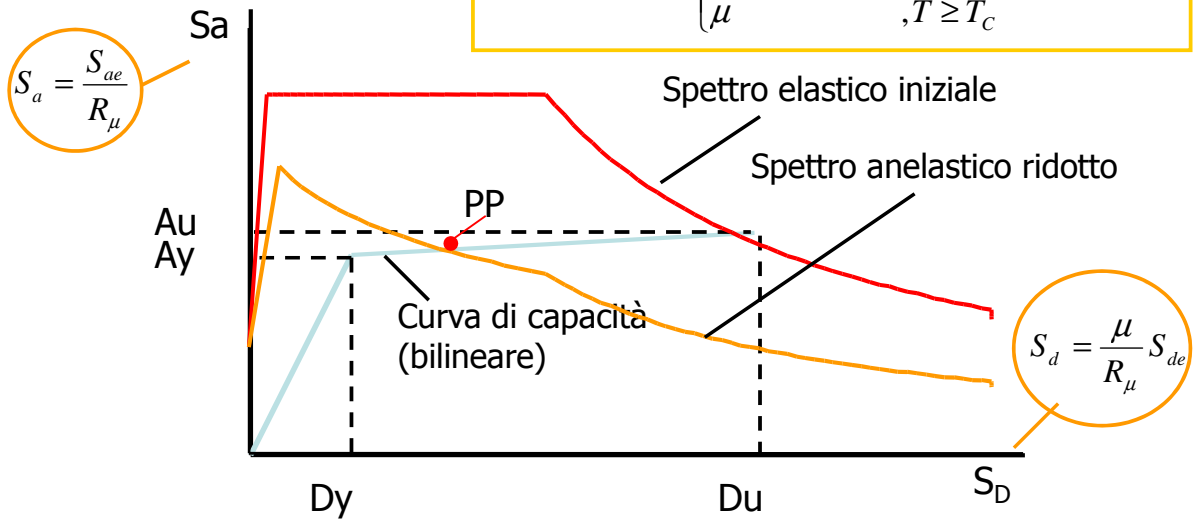
➤ Idea base: riduzione operata facendo riferimento al *concetto di duttilità*

Sistema anelastico:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}$$

Riduzione operata introducendo un fattore di riduzione R_μ (Fajfar 2000):

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 & , T < T_C \\ \mu & , T \geq T_C \end{cases}$$



ANALISI STATICA NON LINEARE: Direzione Y

Verifica e confronto dei risultati (nodo controllo 302)

Esempio: modello senza eccentricità accidentale aggiuntiva

Distribuzione proporzionale alle Masse

Rapporto $D_{ultimo} \setminus D_{max}$

	zona 1	zona 2	zona 3
terreno A	0.60	0.86	1.56
terreno BCE	0.40	0.59	1.12
terreno D	0.25	0.38	0.81

Edifici semplici

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

Si definiscono "edifici semplici":

- **Regolari in pianta ed elevazione** (cfr.4.3).
- **Rispettano i dettagli costruttivi generali** per definiti in 8.2.3 per la muratura ordinaria e in 8.3.3 per la muratura armata.
- Le **pareti strutturali** dell'edificio **siano continue dalle fondazioni alla sommità dell'edificio.**
- In ciascuna delle due direzioni siano previste **almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione dell'edificio nella medesima direzione.** Nel conteggio della lunghezza complessiva potranno essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della tabella 8.1. La distanza fra questi 2 sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta, sia **non inferiore al 75% della dimensione dell'edificio nella medesima direzione (ortogonale alle pareti).**
Almeno il **75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.**
- In ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore ai 7 m, elevabili a 9 m per edifici in muratura armata.
- **Nessuna altezza interpiano sia superiore a 3.5 m.**

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Vulnerabilità degli edifici in muratura

Elementi che concorrono ad AUMENTARE la vulnerabilità:

- ✓ Scarsa qualità dei materiali
- ✓ Dettagli costruttivi scadenti
- ✓ Eccessiva snellezza delle pareti (→ problemi d'instabilità fuori piano)
- ✓ Azioni spingenti fuori piano non adeguatamente contrastate
- ✓ Mancanza di connessione tra le pareti
- ✓ Mancanza di connessione tra le pareti e gli orizzontamenti
- ✓ Orizzontamenti che non assolvono alla funzione d'irrigidimento e di trasferimento delle azioni
- ✓ Irregolarità (altimetrica - planimetrica-distribuzione delle rigidezze)

Elementi che concorrono ad DIMINUIRE la vulnerabilità:

- ✓ Buona qualità dei singoli costituenti e della fattura (tessitura) dell'apparecchio murario
- ✓ Attenzione ai dettagli costruttivi
- ✓ Limitata snellezza delle pareti
- ✓ Adeguati elementi strutturali atti a contenere le azioni fuori piano (catene, etc.)
- ✓ Buon ammorsamento tra le pareti
- ✓ Adeguata connessione tra le pareti e gli orizzontamenti
- ✓ Adeguata rigidezza degli orizzontamenti
- ✓ Regolarità

Meccanismi locali

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collapsi parziali per cause sismiche, in genere per **perdita dell'equilibrio** di porzioni murarie.

Muratura di buona qualità

Formazione di lesioni e comportamento per blocchi rigidi

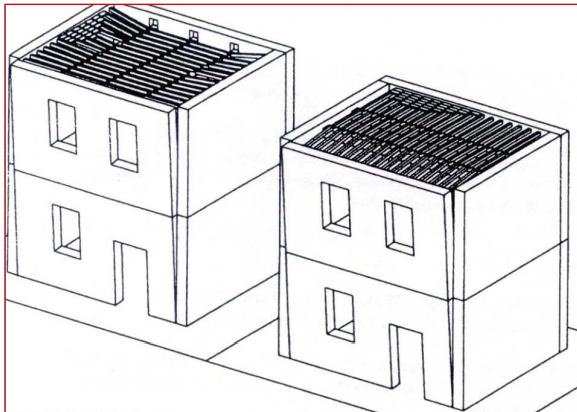


Muratura di qualità scadente

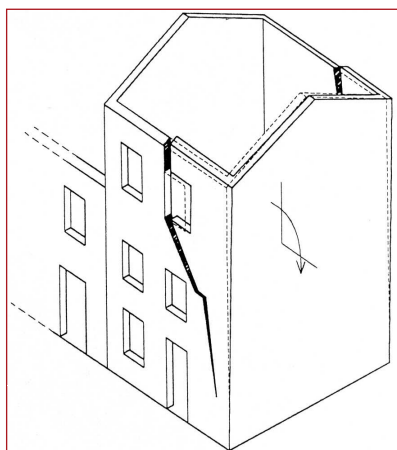
Fessurazione diffusa, disgregazione e distacco tra i paramenti



Meccanismi di RIBALTAMENTO GLOBALE



Meccanismi di RIBALTAMENTO GLOBALE



Meccanismi di RIBALTAMENTO PARZIALE

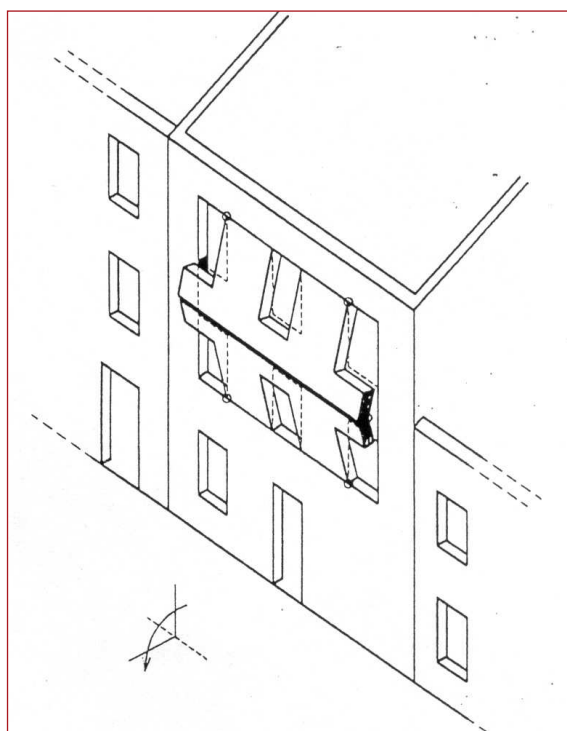


TABLE OF COLLAPSE					
	Global overturning	Partial overturning	Arch effect	Horizontal constraints	Asymmetric connections
Weak wall connection					
In plan connection					
Out of plane mechanisms					
Side wall connection					
Later additions					
Local failure					
In plan mechanisms					
				Front floor collapse	

Meccanismi locali

Si deve valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi.

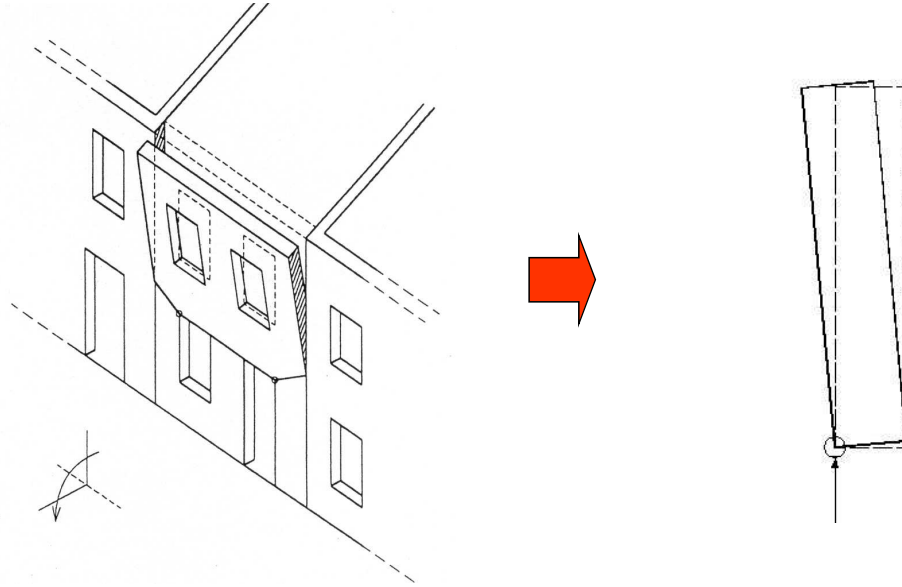
Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come **corpi rigidi non resistenti a trazione**; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura ma dalla sua geometria e dai vincoli.

Nonostante le costruzioni in muratura presentino una grande varietà per tipologie, dimensioni e materiali, **l'osservazione dei danni a seguito di eventi sismici ha mostrato meccanismi locali ricorrenti**, a cui fare riferimento per le verifiche.

Analisi Limite dell'Equilibrio (approccio cinematico)

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

1. trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (**catena cinematica**), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura, in grado di ruotare o scorrere tra loro



Analisi Limite dell'Equilibrio (approccio cinematico)

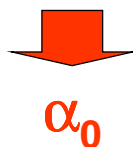
2. valutazione del **moltiplicatore orizzontale dei carichi** α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno)

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;
- eventuali **forze esterne** (ad es. catene metalliche);
- eventuali **forze interne** (ad es. ingranamento tra i conci murari).

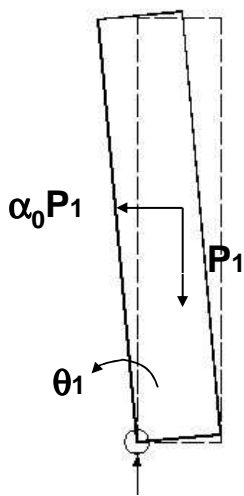
Assegnata una **rotazione virtuale** θ_k al generico blocco k , è possibile determinare gli **spostamenti** delle diverse forze nella rispettiva direzione

Principio dei Lavori Virtuali



Analisi Limite dell'Equilibrio (approccio cinematico)

2. valutazione del **moltiplicatore orizzontale dei carichi** α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno)



$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i ,

$\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;

$$\delta_{x,1} = \theta_1 (y_{G1} - y_C)$$

$$\delta_{y,1} = \theta_1 (x_{G1} - x_C)$$

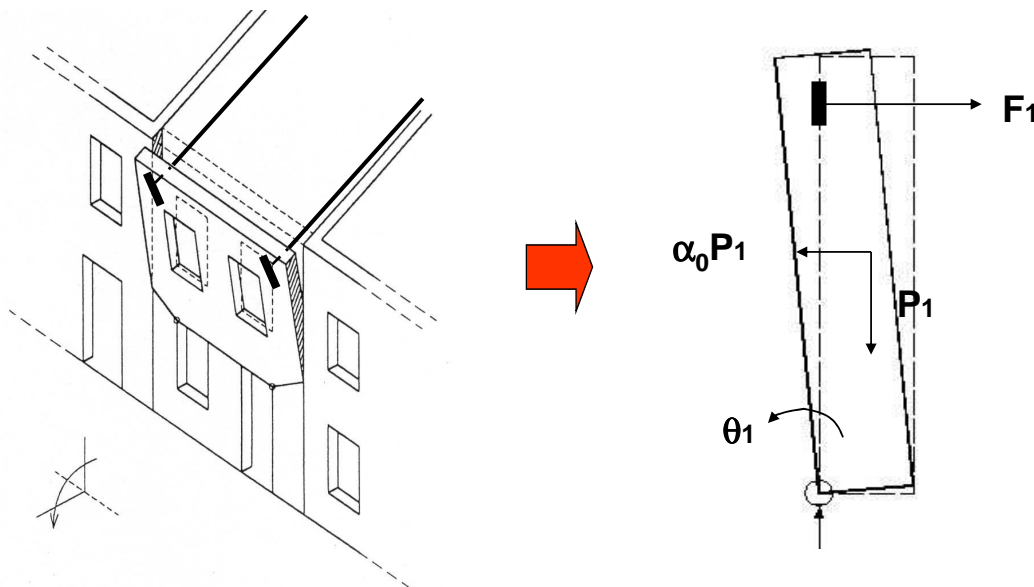
Principio dei Lavori Virtuali

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (11.C.1)$$

Analisi Limite dell'Equilibrio (approccio cinematico)

OSSERVAZIONI (1):

- E' necessario individuare correttamente i meccanismi da analizzare

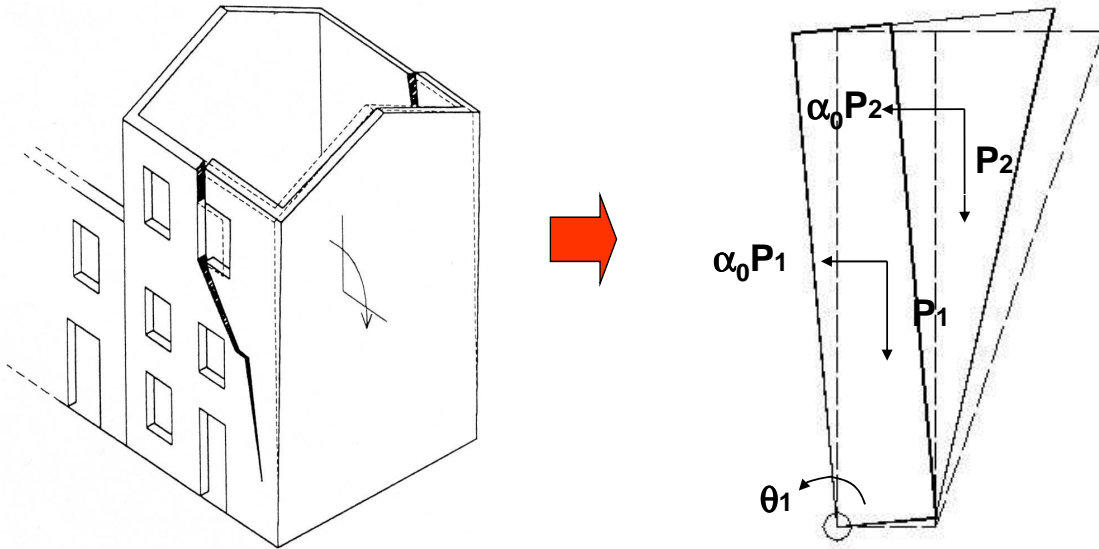


Presenza di incatenamento (forza esterna)

Analisi Limite dell'Equilibrio (approccio cinematico)

OSSERVAZIONI (1):

- E' necessario individuare correttamente i meccanismi da analizzare

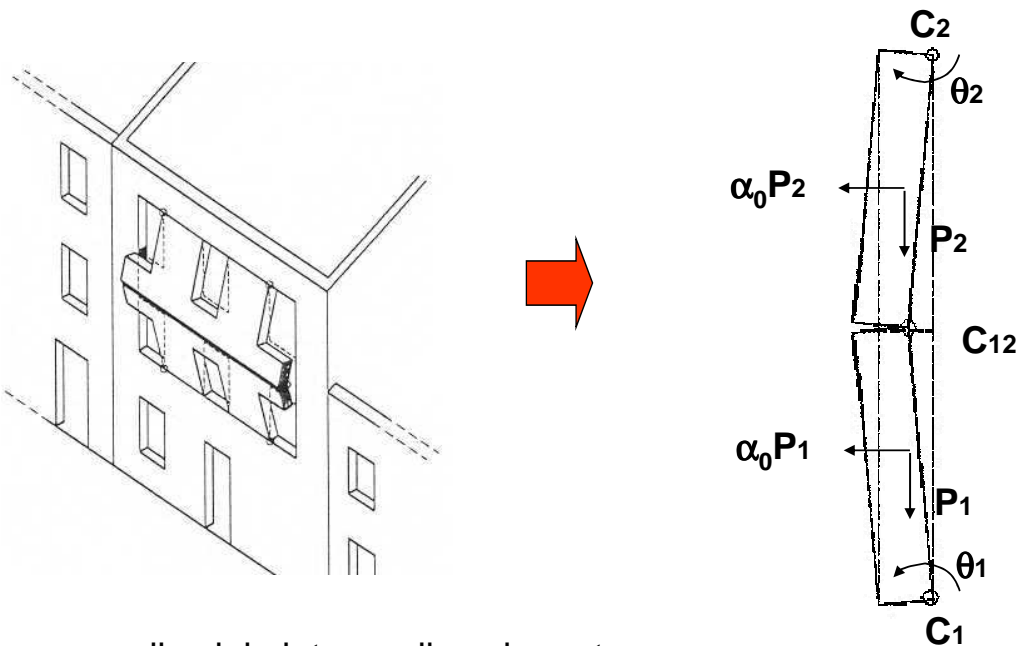


Ribaltamento globale con buon ammortamento

Analisi Limite dell'Equilibrio (approccio cinematico)

OSSERVAZIONI (1):

- E' necessario individuare correttamente i meccanismi da analizzare



Presenza di solaio intermedio spingente

8.4.1 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) **sopraelevare la costruzione;**
- b) **ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;**
- c) **apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;**
- d) **effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.**

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Una variazione dell'altezza dell'edificio, per la realizzazione di cordoli sommitali, sempre che resti immutato il numero di piani, non è considerata sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e b). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano le condizioni di cui ai precedenti punti c) o d).

INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1.

Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.