

Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Progettazione e riabilitazione
Sismica delle Strutture

Modulo 1: Progettazione strutturale in zona sismica

COSTRUZIONI IN MURATURA

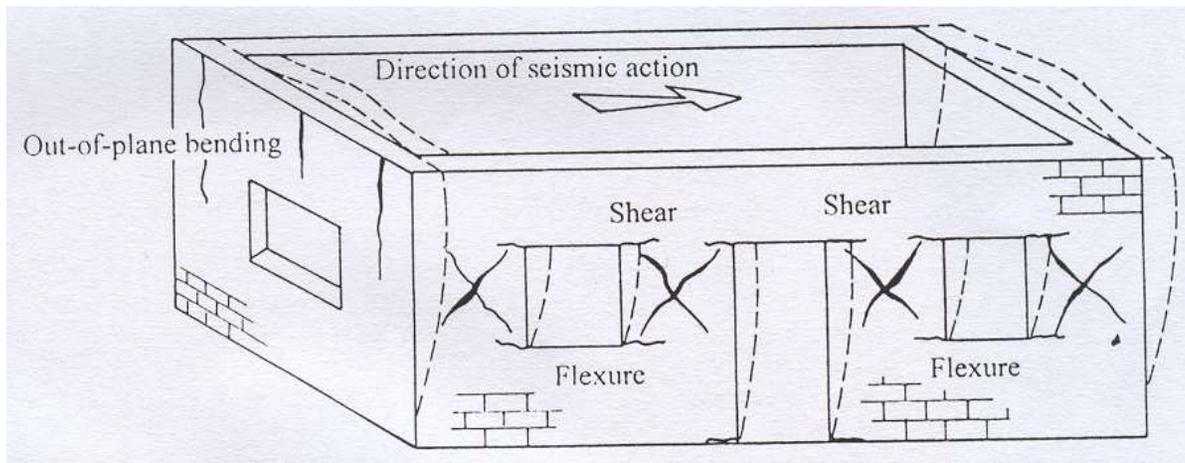
Prof. Ing. Natalino Gattesco

COSTRUZIONI IN MURATURA

Le strutture in muratura non armata sono particolarmente vulnerabili alle azioni sismiche a causa di

- **Ridotta duttilità** (*limitata capacità di dissipare energia*)
- **Presenza di sollecitazioni fuori piano nelle pareti**
- **Rottura per sollecitazioni nel piano di tipo tagliente**

Inoltre, la presenza contemporanea di sollecitazioni nel piano e fuori piano anticipa il collasso



Auspicabile il ricorso alla muratura armata

COSTRUZIONI IN MURATURA

Le costruzioni in muratura realizzate con le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti di cui al paragrafo 4.5 e con i controlli di produzione e di accettazione in cantiere di cui al paragrafo 11.10 delle NTC2018 possono essere classificate in classe di duttilità CD”B”.

I coefficienti di sicurezza parziali per la resistenza del materiale di cui al Cap. 4 delle NTC2018, per le verifiche sismiche, possono essere ridotti del 20% (*comunque non inferiore a 2*).

MATERIALI COMPONENTI

Gli elementi da utilizzare per la muratura portante devono essere tali da evitare rotture fragili. Ad eccezione di costruzioni caratterizzate, allo SLV, da $a_g S \leq 0.075g$ devono essere rispettate anche

- **Percentuale di foratura $\varphi \leq 45\%$**
- **Resistenza caratteristica nella direzione portante $f_{bk} \geq 5.0MPa$**
- **Resistenza caratteristica in direz. perpend. $\bar{f}_{bk} \geq 1.5MPa$**
- **Resistenza media malta di allettamento $f_m \geq 5.0MPa$**

E' consentito l'utilizzo di murature senza riempimento dei giunti verticali e murature di pietra non squadrata o listata solo per costruzioni caratterizzate allo SLV, da $a_g S \leq 0.075g$

CRITERI DI PROGETTO

In generale gli edifici in muratura devono avere i seguenti requisiti:

- *Pianta più possibile compatta e simmetrica*
- *Pareti strutturali, al lordo delle aperture, continue in elevazione*
- *Solai e coperture non spingenti*
- *Solai rigidi e ben collegati alle murature*
- *Distanza massima tra due solai successivi pari a 5 m*
- *Le pareti devono soddisfare i requisiti di tabella*

REQUISITI GEOMETRICI

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 confinata	240 mm	15	0,3
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.15g$	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	150 mm	20	0,3

t è lo spessore della parete al netto dell'intonaco

h_0 è l'altezza di libera inflessione della parete

h' è l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete

l è la lunghezza della parete.

CONFIGURAZIONI STRUTTURALI

I numerosi terremoti occorsi nel passato hanno evidenziato che oltre alla qualità dei materiali è fondamentale la configurazione strutturale

Infatti gli edifici con forma regolare e con pareti e solai ben connessi fra loro hanno spesso superato terremoti di sensibile intensità anche se non erano stati progettati come sismo-resistenti

E' quindi importante che gli edifici abbiano

- regolarità in pianta e in altezza**
- elevata iperstaticità (*efficace collegamento fra tutti gli elementi*)**
- solai rigidi e resistenti nel proprio piano**

Se sono rispettate queste caratteristiche, in condizioni sismiche l'energia viene dissipata uniformemente in tutti gli elementi della struttura.

REGOLARITA' IN PIANTA

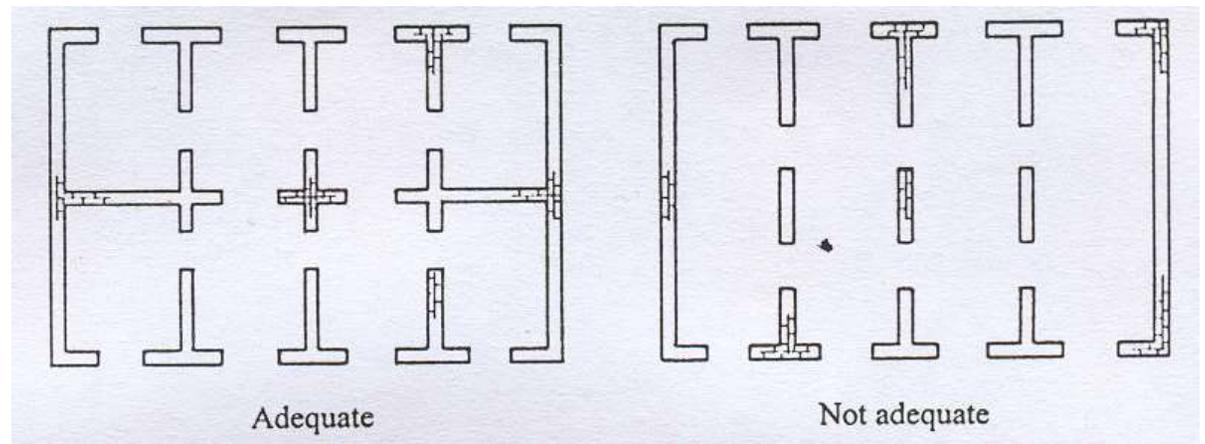
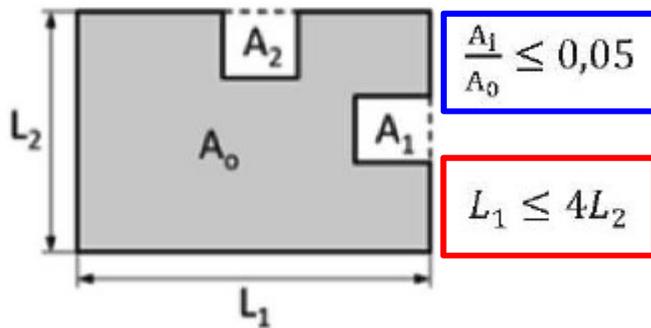
Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica in relazione alla distribuzione di masse e rigidzze.

Rapporto fra i lati del rettangolo in cui l'edificio è inscritto inferiore a 4

Rientranze non superiori al 5% della area del solaio

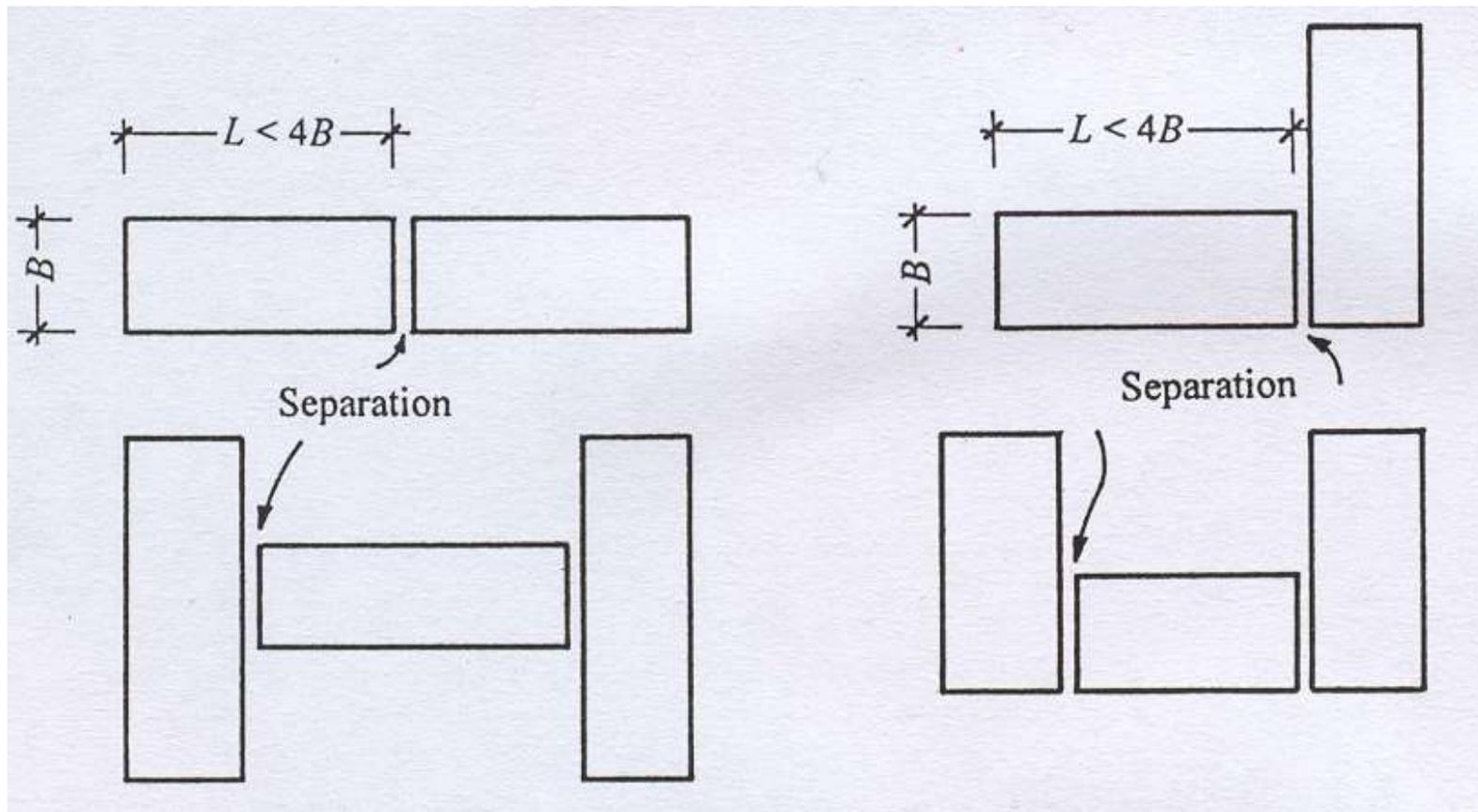
I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano

Area e rigidezza delle murature devono essere approssimativamente uguali nelle due direzioni



REGOLARITA' IN PIANTA

Se l'edificio definitivo dovrà avere forme più complesse è necessario scomporre l'intero edificio in più moduli regolari



REGOLARITA' IN ALTEZZA

Tutti gli elementi resistenti (pareti) si estendono per tutta l'altezza

Massa e rigidezza rimangono costanti o si riducono gradualmente con l'altezza (*variazioni di massa inferiori al 25%, rigidezza non minore del 30% del piano sottostante e non superiore del 10% dello stesso piano*)

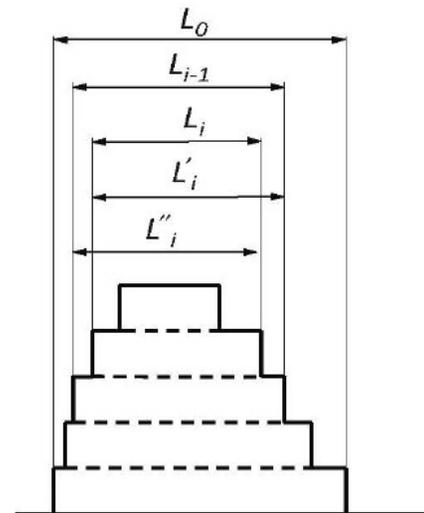
Resistenza effettiva/resistenza richiesta calcolata al piano i non deve differire più del 30% dell'analogo rapporto per un altro piano

Restringimenti della sezione dell'edificio gradualmente (\neq 10% a piano e max 30% fra ultimo e primo piano)

$$\frac{L_{i-1} - L'_i}{L_{i-1}} \leq 0.10$$

$$\frac{L_{i-1} - L''_i}{L_{i-1}} \leq 0.10$$

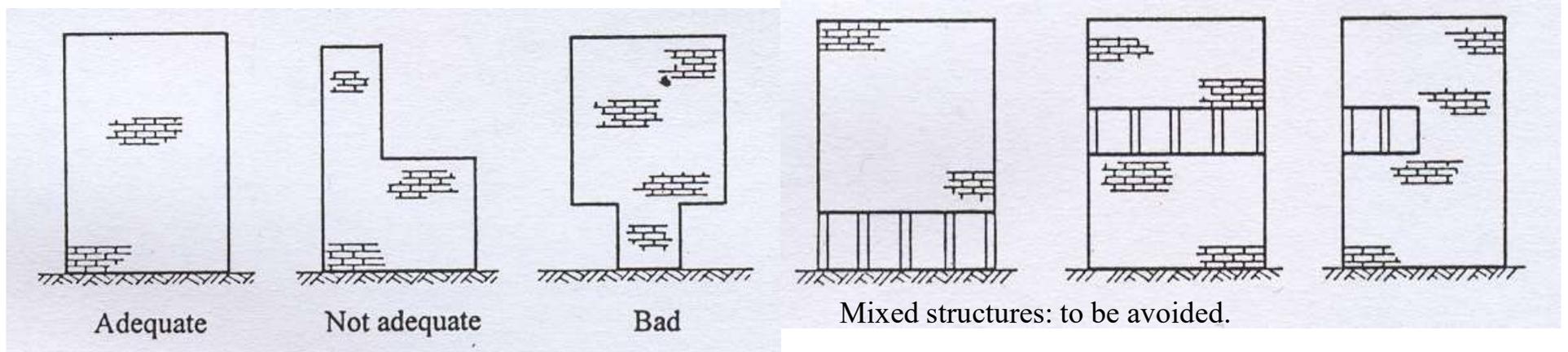
$$\frac{L_0 - L_i}{L_0} \leq 0.30$$



CONFIGURAZIONI IN ALTEZZA

Quindi configurazioni di questo tipo devono essere evitate

- *strutture miste con piani o parti di piano realizzate con tipologia strutturale e materiali diversi*
- *Strutture con forti rastremazioni ai piani inferiori*



FATTORE DI STRUTTURA

Anche nel caso di comportamento non dissipativo, si può eseguire allo SLV un'analisi elastica con fattore di struttura di valore

$$1.0 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD} \leq 1.5$$



$$q_{ND} = 1.5$$

BASSA PERICOLOSITA' SISMICA

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello SLV, da

$$a_g \cdot S \leq 0.075g$$

possono essere progettate e verificate:

- Considerando, nelle due direzioni, una forza orizzontale

$$F_h = 0.10 \cdot W \cdot \lambda$$

- Si richiede solo la verifica nei confronti dello SLV
- Si utilizza una progettazione per comportamento non dissipativo o per comportamento dissipativo in CD"B"
- Solai devono rispettare la condizione di rigidezza e resistenza tali da essere in grado di ripartire le azioni orizzontali

ANALISI DELLA STRUTTURA

La valutazione delle sollecitazioni nella struttura dovute alle azioni sismiche può essere condotta facendo ricorso ad uno dei seguenti metodi di analisi

- **Analisi statica lineare** (o delle forze statiche equivalenti). Si utilizza per calcolare la domanda sismica sia per comportamento strutturale dissipativo che non dissipativo. La domanda sismica fa riferimento allo spettro di progetto assumendo per il fattore di struttura q i valori di seguito indicati. E' suggerito l'utilizzo di rigidezze fessurate (può essere assunto $EI_{fes} = 0.5 EI_{int}$)

$$q = q_0 \cdot K_R$$

K_R *fattore di regolarità in altezza della costruzione*

$K_R = 1$	costruzioni regolari in altezza
$K_R = 0.8$	costruzioni irregolari in altezza

ANALISI DELLA STRUTTURA

Valori massimi del fattore q per le costruzioni in muratura

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria	1,75 α_w/α_1	
Costruzioni di muratura armata	2,5 α_w/α_1	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3,0 α_w/α_1	
Costruzioni di muratura confinata	2,0 α_w/α_1	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 α_w/α_1	

$$q = q_0 \cdot K_R$$

- costruzioni di muratura ordinaria
- costruzioni di muratura armata
- costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità
- costruzioni di muratura confinata
- costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,7$$

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,5$$

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$$

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,6$$

$$\alpha_w/\alpha_1 = 1,3 .$$

ANALISI DELLA STRUTTURA

La valutazione delle sollecitazioni nella struttura dovute alle azioni sismiche può essere condotta facendo ricorso ad uno dei seguenti metodi di analisi

- **Analisi dinamica modale**, si deve considerare un numero di modi tale da garantire che la somma delle masse modali efficaci sia almeno pari all'85% della massa totale e che siano inclusi tutti i modi con massa efficace non inferiore al 5% di M_T . Si combinano gli effetti relativi ai ciascun modo con la relazione

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

CQC (combined quadratic combination)

oppure

$$E = \sqrt{\sum_j E_j^2}$$

SRSS (square root of sum of squares)

E_j valore dell'effetto relativo al modo i .
 ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j .

ANALISI DELLA STRUTTURA

Oppure facendo ricorso ad uno dei seguenti metodi di analisi

- **Analisi statica non lineare** (*Push-Over*), consente di determinare l'intero diagramma forza-spostamento dell'edificio fino all'incipiente collasso. E' applicabile a edifici in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare è superiore al 60% di quella totale.

Si considerano almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ad es.

- *Distribuzione proporzionale alle forze statiche equivalenti*
- *Distribuzione di forze orizzontali proporzionali alle masse*

ANALISI DELLA STRUTTURA

Oppure facendo ricorso ad uno dei seguenti metodi di analisi

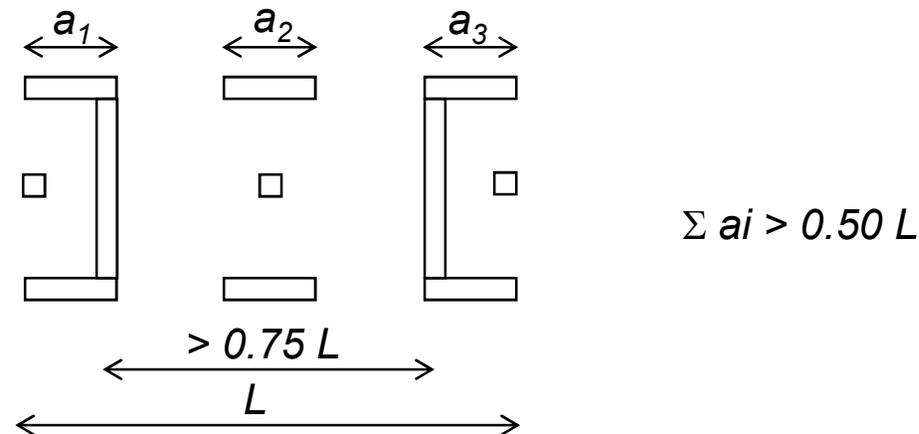
- **Analisi dinamica non lineare**, *integrazione passo-passo delle equazioni di moto a partire da specifiche storie temporali del moto (accelerogrammi). Ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.*

Analisi obbligatoria per costruzioni con isolamento alla base quando il sistema di isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente.

COSTRUZIONI SEMPLICI

Si definiscono “costruzioni semplici” se rispettano anche le seguenti condizioni, oltre alle caratteristiche di regolarità in pianta e in altezza

- *in ognuna delle due direzioni principali siano previste almeno due pareti di lunghezza, al netto delle aperture, non inferiore al 50% della larghezza dell'edificio nella medesima direzione*
- *La distanza tra queste due pareti non sia inferiore al 75% della larghezza dell'edificio nella direzione ortogonale*
- *Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali*



COSTRUZIONI SEMPLICI

Si devono inoltre aggiungere le seguenti condizioni

- *La planimetria dell'edificio deve essere inscritta in un rettangolo con rapporto fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3.*
- *Il carico variabile sui solai non deve essere superiore a 3.00 kN/m².*
- *Nessun'altezza di interpiano sia superiore a 3.5 m*
- *Le pareti strutturali siano continue dalle fondazioni alla sommità*
- *La snellezza della muratura non deve essere superiore a 12.*
- *Il numero di piani non è superiore a 3 per muratura ordinaria e a 4 per muratura armata.*
- *In ciascuna delle due direzioni devono essere presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7.0 m, elevabile a 9.0 m per muratura armata.*

COSTRUZIONI SEMPLICI

Si devono inoltre aggiungere le seguenti condizioni

- *Il rapporto tra l'area della sezione resistente delle pareti e superficie del piano terreno non sia inferiore ai valori indicati nella tabella, per ciascuna delle due direzioni ortogonali*
- *Per la muratura confinata si applicano i valori indicati per la muratura ordinaria.*

Accelerazione di picco del terreno $a_g S$ ⁽¹⁾		$\leq 0,07g$	$\leq 0,10g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,20g$	$\leq 0,25g$	$\leq 0,30g$	$\leq 0,35g$	$\leq 0,40g$	$\leq 0,45g$	$\leq 0,50g$
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	5,5%	6,0%	6,0%	6,0%	6,0%	6,5%
	2	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%
	3	4,5%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	7,0%	7,0%			
Muratura armata	1	2,5%	3,0%	3,0%	3,0%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	4,5%
	2	3,0%	3,5%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,0%	5,0%
	3	3,5%	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	6,0%
	4	4,0%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	5,5%	6,0%	6,5%	6,5%

⁽¹⁾ S_T si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

COSTRUZIONI SEMPLICI

- Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0.25 \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \gamma_M = 4.2$$

N carico verticale totale alla base di ciascun piano (valori caratteristici)

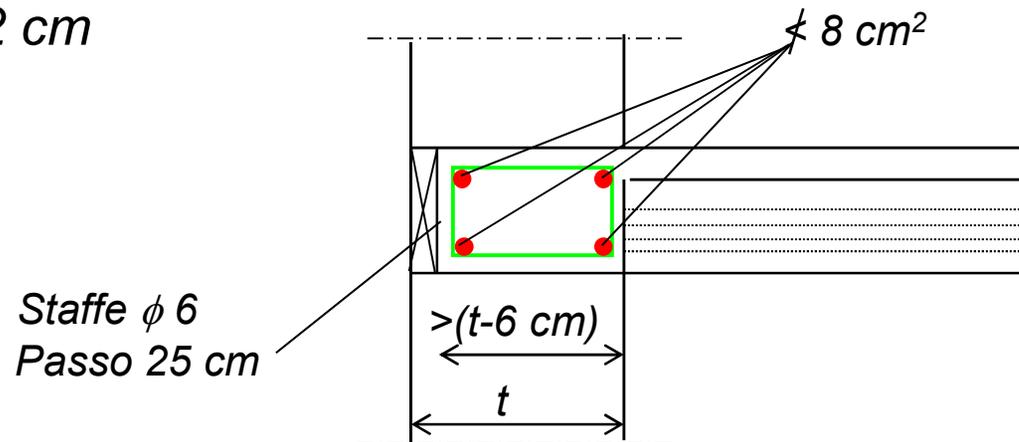
A area totale dei muri portanti allo stesso piano

f_k resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale.

Per le costruzioni ricadenti in zone con $a_g S \leq 0.35g$, se sono rispettate le condizioni per cui possano essere classificate “semplici” non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza per le azioni sismiche.

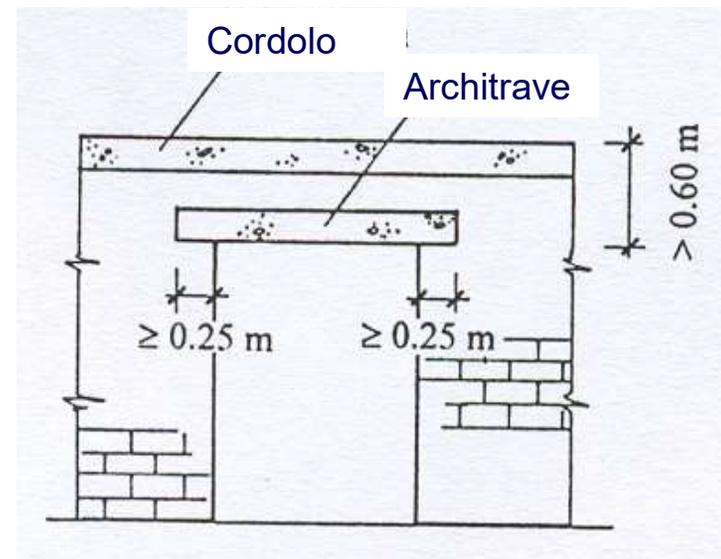
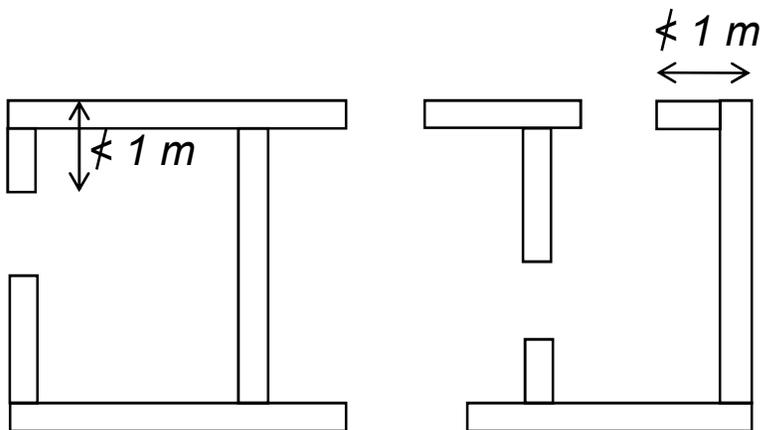
REGOLE DI DETTAGLIO – Muratura ordinaria

- *Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti di altezza pari a quella del solaio*
- *La larghezza del cordolo può avere uno spessore di $0.25t$ ($\leq 6\text{ cm}$) inferiore a quello della muratura, per t inferiore a 30 cm , e di $0.20t$, per t superiore a 30 cm .*
- *L'armatura corrente non sarà inferiore a 8 cm^2 , le staffe $\phi 6$ ogni 25 cm*
- *Le travi metalliche o prefabbricate dei solai devono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm*



REGOLE DI DETTAGLIO – Muratura ordinaria

- *In corrispondenza degli incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a un terzo dell'altezza di interpiano e comunque non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale*
- *Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave in c.a. o in acciaio efficacemente ammorsato alla muratura*



REGOLE DI DETTAGLIO – Muratura armata

Valgono le regole per la muratura ordinaria modificate o integrate con le seguenti

- *Gli architravi soprastanti le aperture possono essere in muratura armata*
- *Utilizzo di armature ad aderenza migliorata o, per le armature orizzontali, armature a traliccio*
- *Percentuale di armatura orizzontale compresa tra 0.04% e 0.5%*
- *Armature di parapetti ed elementi di collegamento tra pareti devono essere ben collegati alle pareti adiacenti garantendo la continuità delle armature orizzontali e, ove possibile, di quelle verticali.*
- *Agli incroci tra pareti si può derogare al requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m.*

REGOLE DI DETTAGLIO – Muratura confinata

Valgono le regole per la muratura ordinaria modificate o integrate con le seguenti

- *Gli elementi di confinamento orizzontale e verticale dovranno essere collegati fra loro e ancorati agli elementi del sistema principale*
- *Per garantire un'efficace aderenza fra confinamento e muratura, il calcestruzzo degli elementi di confinamento dovrà essere gettato dopo la realizzazione della muratura*
- *Dimensione trasversale minima elementi di confinamento 15 cm. Nelle pareti a doppio foglio, gli elementi di confinamento devono garantire la connessione dei due fogli.*
- *Gli elementi di confinamento orizzontali dovranno essere realizzati ad ogni piano e comunque ad un passo non maggiore di 4 m*

REGOLE DI DETTAGLIO – Muratura confinata

- *Gli elementi di confinamento verticali devono essere posizionati:*
 - *lungo i bordi liberi di ogni parete strutturale*
 - *Su entrambi i lati delle aperture aventi area maggiore di 1.5 m^2*
 - *all'interno delle pareti con passo non maggiore di 5 m*
 - *Alle intersezioni delle pareti strutturali, in tutti i casi in cui gli elementi di confinamento più vicini siano ad una distanza superiore a 1.5 m*
- *L'armatura longitudinale degli elementi di confinamento deve avere un'area non inferiore a 3 cm^2 o all'1% della sezione dell'elemento di confinamento*
- *Le staffe dovranno avere diametro non inferiore a 5 mm e passo non maggiore di 15 cm*
- *Lunghezza di sovrapposizione barre non minore di 60 diametri*

ANALISI STATICA LINEARE

Si considerano delle forze statiche equivalenti associate alla forma modale del primo modo di vibrare della struttura

Il primo modo di vibrare può determinarsi con formule empiriche

$$T_1 = 0.05 H^{0.75}$$

$$T_1 = 0.09 H / \sqrt{L}$$

oppure utilizzando la relazione seguente, che ricava il primo modo dallo spostamento laterale in sommità all'edificio d dovuti ad un sistema di forze orizzontali pari alla combinazione sismica dei carichi

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_2 Q_{kj}$$

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

FORZE SISMICHE EQUIVALENTI

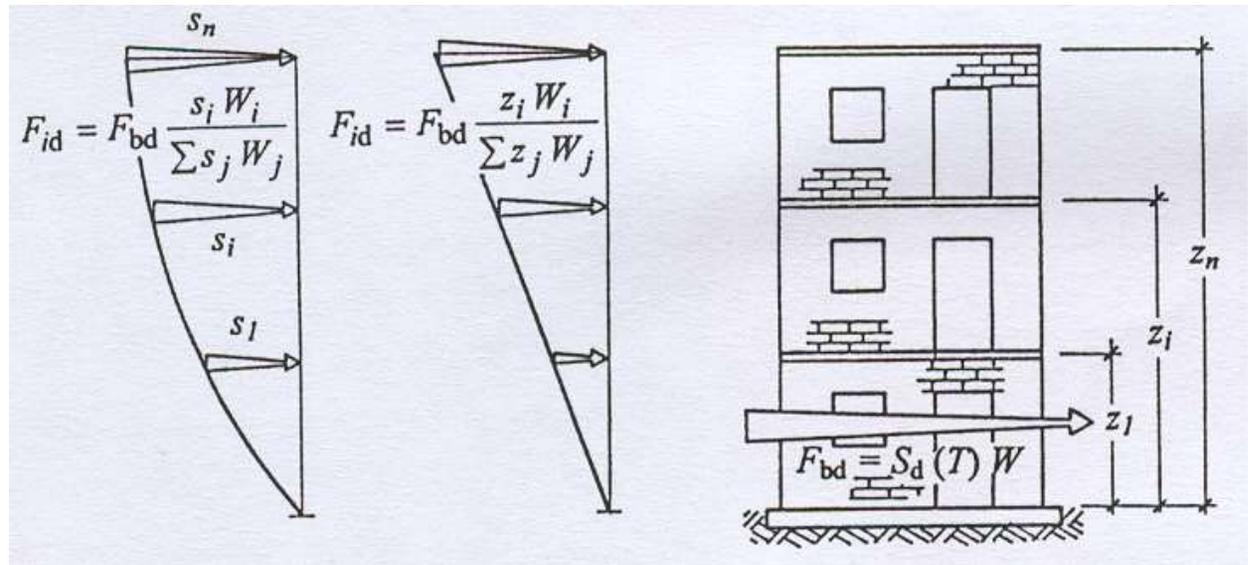
Dallo spettro di risposta di progetto, in corrispondenza del periodo calcolato, si ricava il coefficiente sismico che moltiplicato per la massa totale esprime la risultante delle forze sismiche equivalenti

$$F_h = S_d(T_1)W \lambda/g \quad \lambda = 0.85 \div 1.0$$

Le forze da applicare a ciascun piano sono date dalla relazione, basata sulla forma modale del primo modo di vibrare, oppure più semplicemente ipotizzando una distribuzione triangolare

$$F_i = F_h \frac{W_i s_i}{\sum W_j s_j}$$

$$F_i = F_h \frac{W_i z_i}{\sum W_j z_j}$$



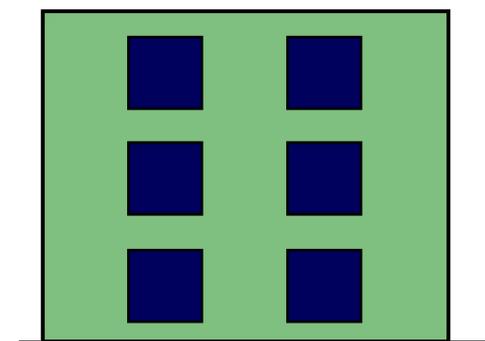
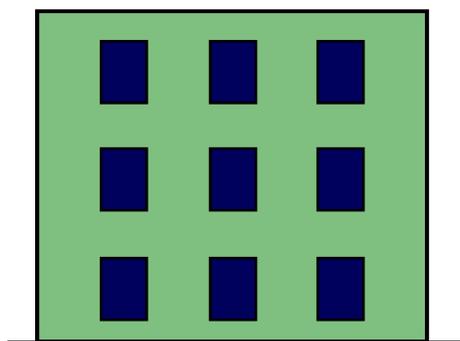
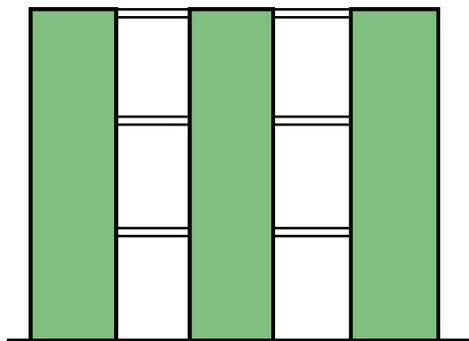
EFFETTI TORSIONALI

In aggiunta all'eccentricità effettiva, si deve considerare un'eccentricità accidentale, spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica

TIPOLOGIE STRUTTURALI

Negli edifici in muratura si hanno generalmente tre tipologie strutturali

- **Struttura a pareti collegate a livello dei solai da travi flessibili**
- **Struttura a pareti forate con traverse molto robuste**
- **Struttura a pareti forate con traverse meno robuste dei maschi**
(meno frequenti nella pratica soprattutto per muratura non armata)



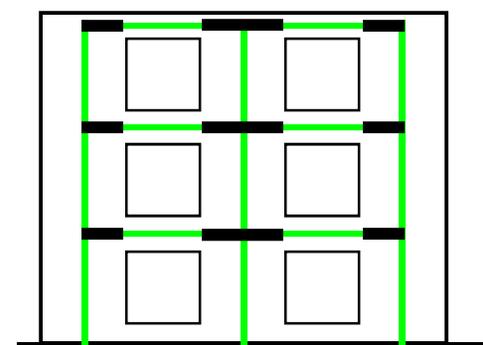
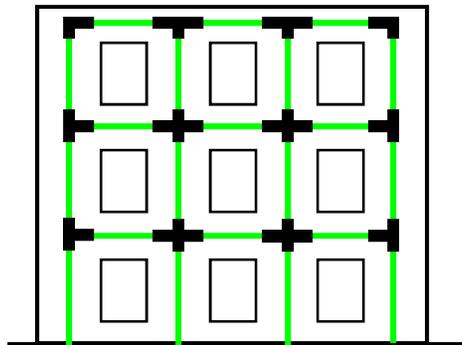
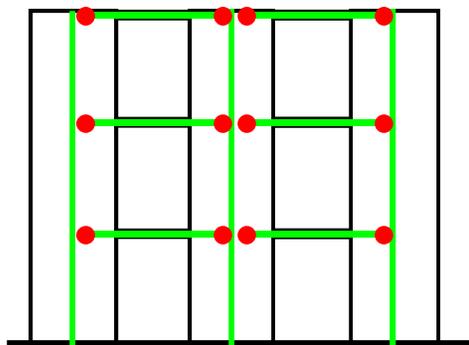
MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva

In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali

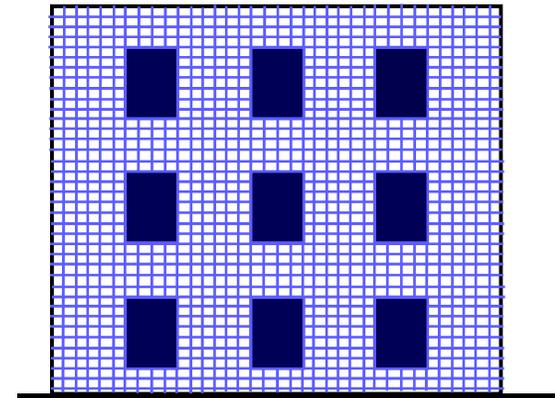
La rigidità degli elementi resistenti sarà valutata tenendo conto sia della deformabilità flessionale che di quella tagliante.

Nel caso di modellazione a telaio le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide



MODELLAZIONE

- ★ *Gli edifici in muratura sono costituiti da un **insieme di piani verticali** (pareti) **ed orizzontali** o inclinati (solai) organizzati fra loro in modo da formare un contenitore.*
- ★ *Sembrerebbe logico schematizzare queste strutture con **elementi finiti bidimensionali di tipo “shell”** (membranale e flessionale combinato)*
- ★ *Questo comporterebbe delle difficoltà non indifferenti nell’esecuzione delle **verifiche di resistenza***
- ★ *Si privilegiano quindi modelli strutturali che schematizzano le pareti con elementi a **comportamento membranale** (plane stress) per analizzare il comportamento globale della struttura sotto azioni sismiche*

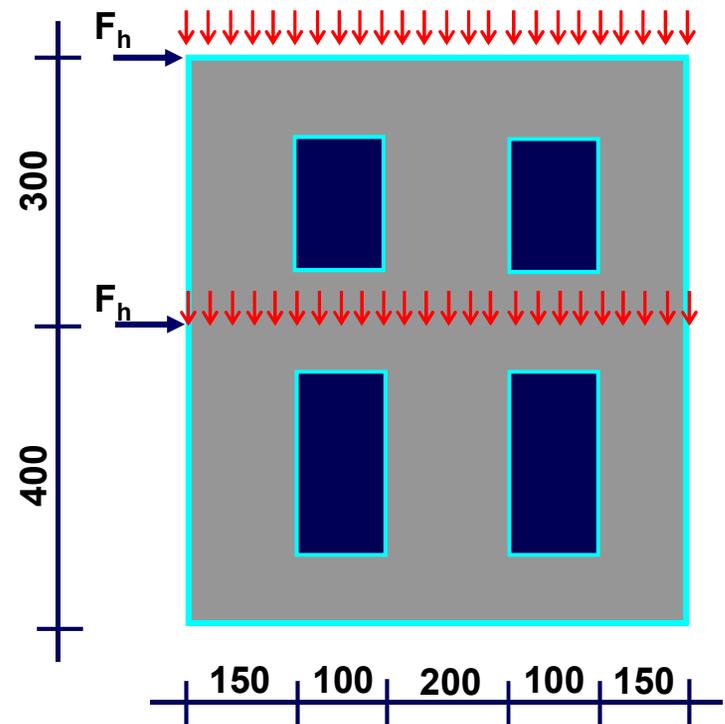


ESEMPIO DI PARETE IN MURATURA

Si considera una parete di un edificio in muratura soggetta a carichi verticali di tipo gravitazionale e a carichi orizzontali di origine sismica

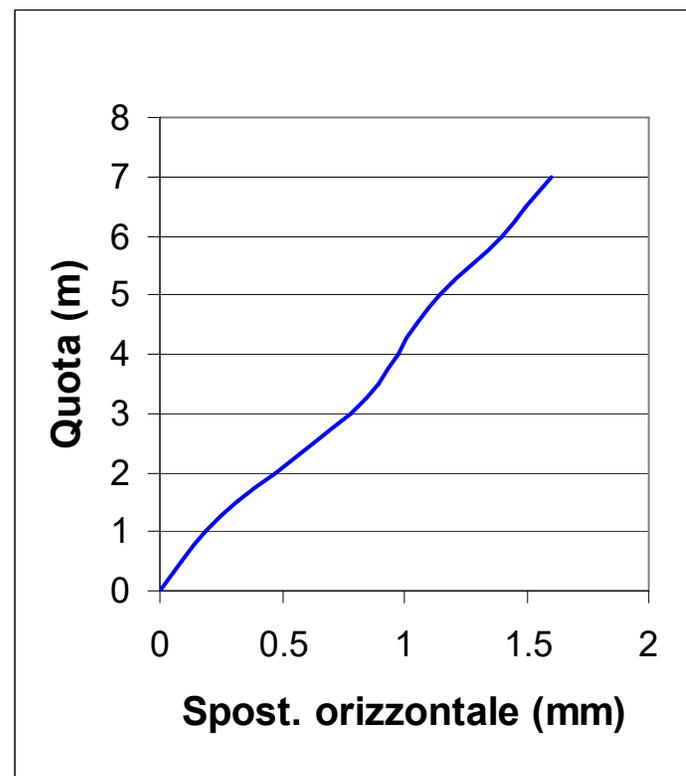
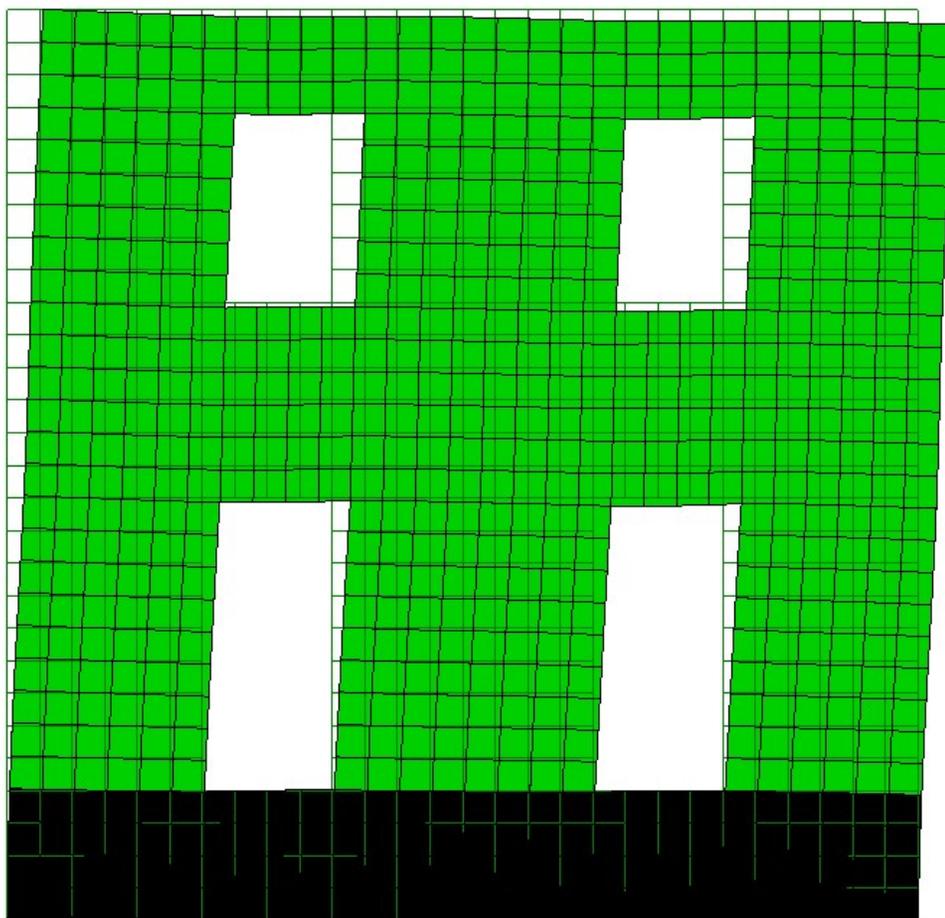
Parete in muratura di edificio su due piani

Spessore parete	cm	25
Carico vert. 1° solaio	kN/m	32.00
Carico vert. 2° solaio	kN/m	28.00
Carico orizz. 1° livello	kN/m	6.30
Carico orizz. 2° livello	kN/m	11.15
Carico vert. totale al piede	kN	420.00
Carico orizz. Totale	kN	122.00
Modulo elastico longitudinale E	MPa	5000
Modulo elasticità tangenziale G	MPa	800
Elemento finito isoparametrico a 4 nodi		

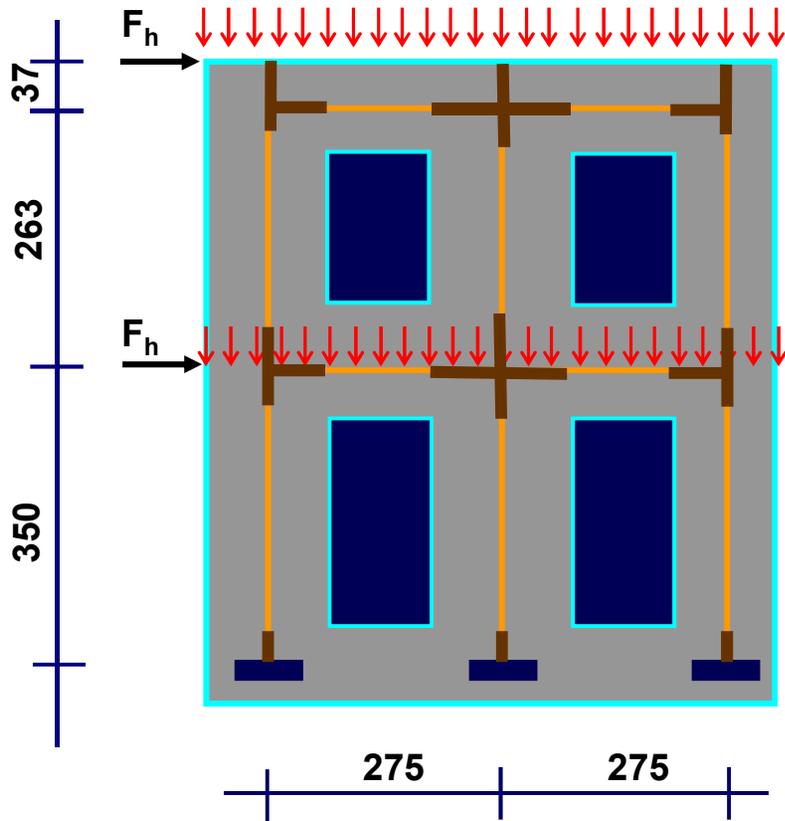


SPOSTAMENTI

Si evidenzia la deformata dell'intera parete.

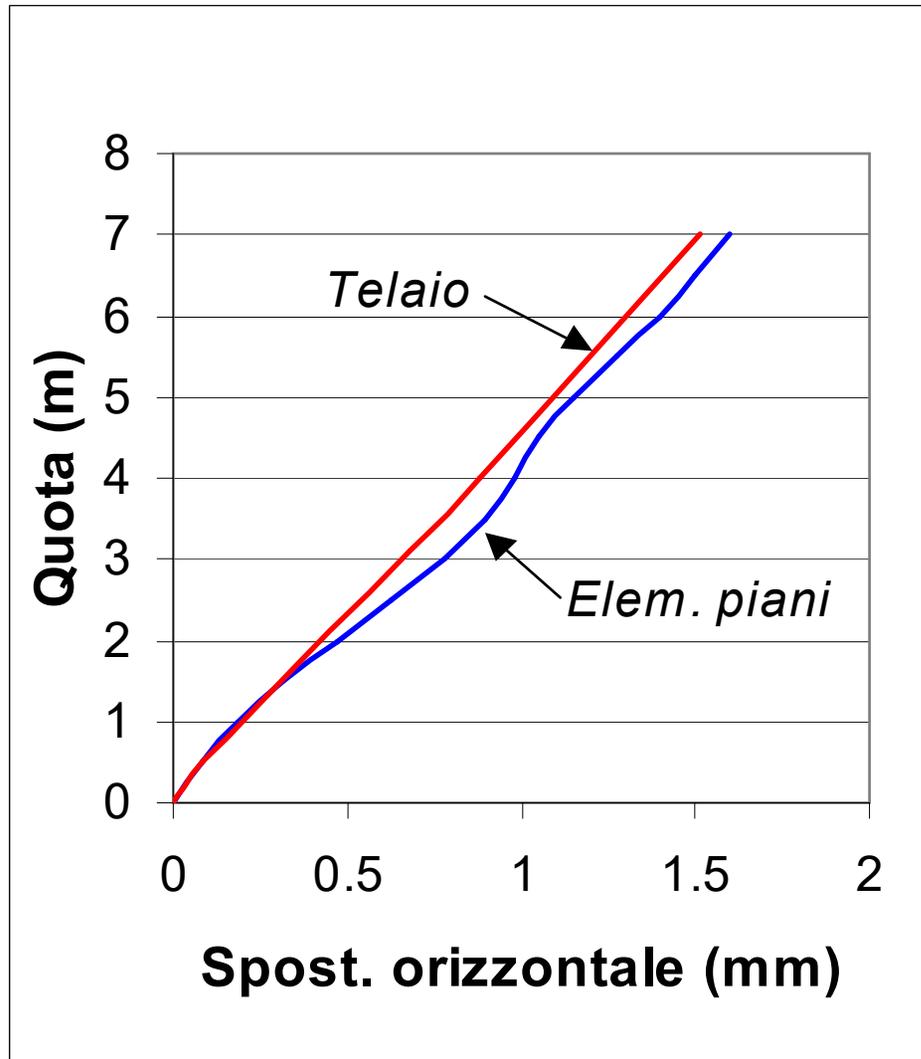


SCHEMATIZZAZIONE A TELAIO



Asta	h_{eff} cm	h cm	rig-sx cm	rig-dx cm
1	298	350	21	31
2	220	263	28	14
3	262	350	35	53
4	200	263	42	21
5	298	350	21	31
6	220	263	28	14
7	100	275	75	100
8	100	275	100	75
9	100	275	75	100
10	100	275	100	75

CONFRONTO SPOSTAMENTI ORIZZONTALI



SOLLECITAZIONI NEI MASCHI INFERIORI

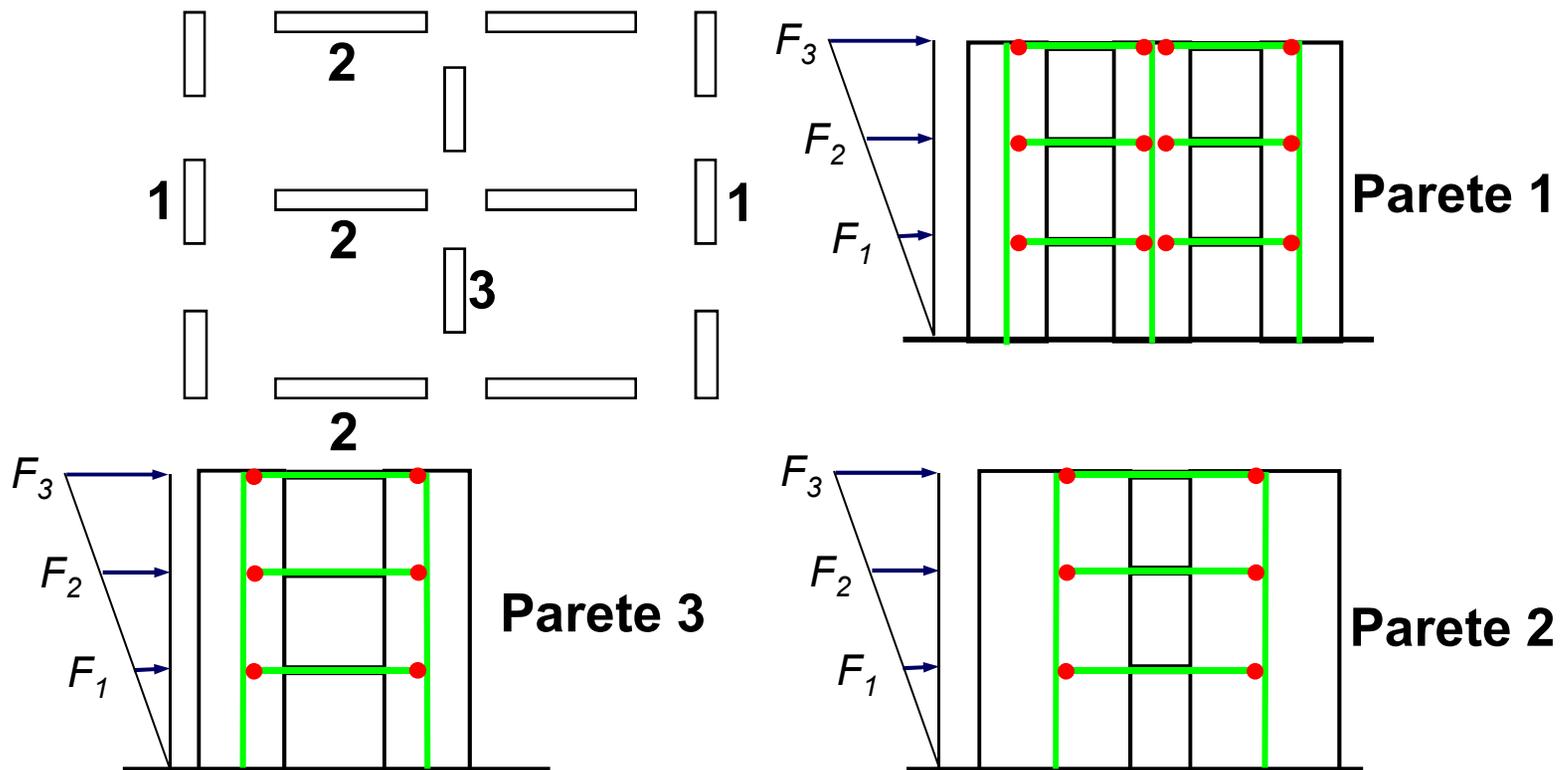
Confronto sforzi alle estremità dei maschi

Maschio	Elementi piani				Momenti alle estremità del maschio			
	M_{sup}	M_{inf}	Assiale N	Taglio V	$(M_{inf}-M_{sup})/V$	h maschio	M_s	M_i
	kNm	kNm	kN	kN	m	m	kNm	kNm
sinistro	-7.17	40.00	-44.61	27.70	1.70	2.25	-9.47	52.85
centrale	-29.93	78.48	-179.23	62.37	1.74	2.25	-38.74	101.59
destro	-25.83	32.49	-196.11	31.88	1.83	2.25	-31.77	39.96

Maschio	Schema a telaio				Momenti alle estremità del maschio			
	M_{sup}	M_{inf}	Assiale N	Taglio V	h_{eff}	h maschio	M_s	M_i
	kNm	kNm	kN	kN	m	m	kNm	kNm
sinistro	-21.63	60.19	-47.56	27.46	2.98	2.25	-16.33	45.45
centrale	-43.24	115.95	-183.87	60.76	2.62	2.25	-37.13	99.58
destro	-37.73	62.96	-188.57	33.79	2.98	2.25	-28.49	47.54

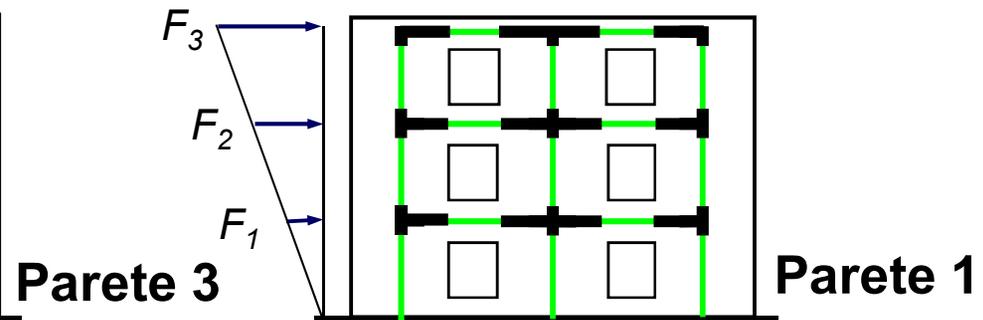
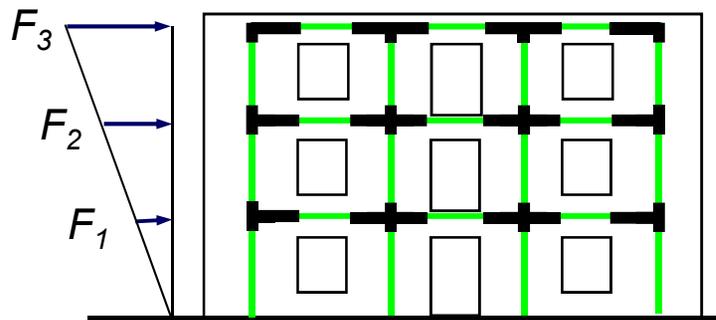
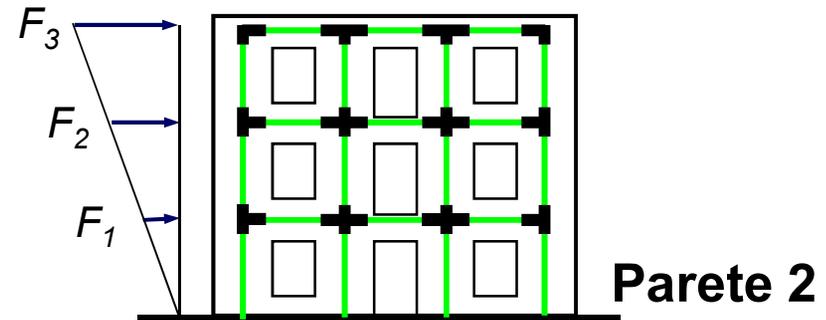
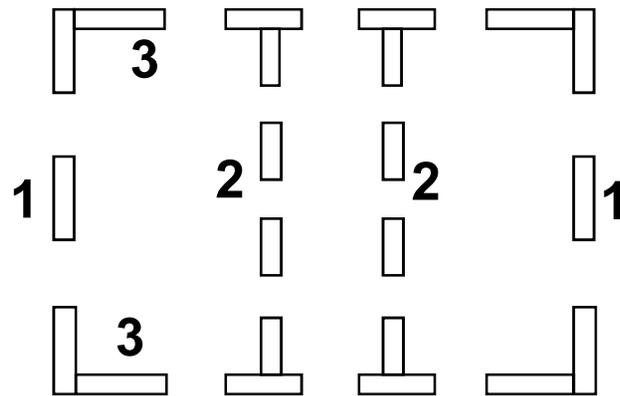
SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Se l'edificio è costituito da pareti continue a tutta altezza collegate fra loro in corrispondenza dei solai mediante travi snelle o cordoli, si schematizza la struttura con elementi a mensola



SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

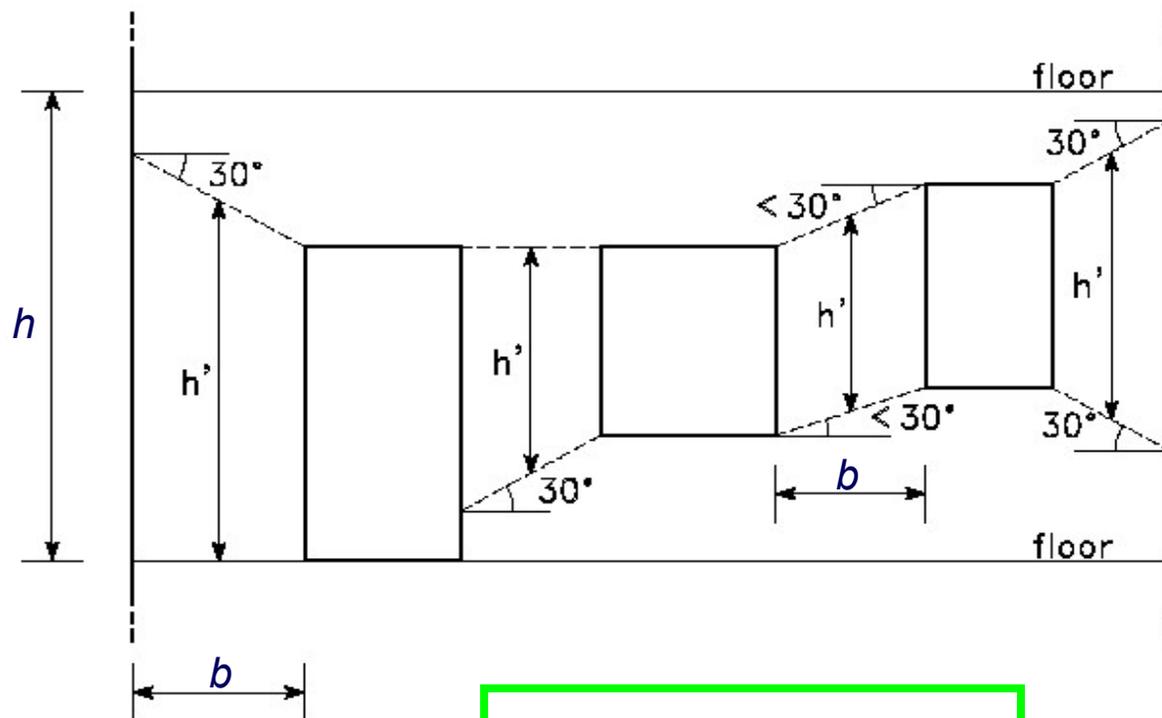
Se l'edificio è costituito da pareti forate, si schematizza la struttura con elementi a telaio considerando deformabili solo i tratti fra le aperture e quindi infinitamente rigidi i nodi di intersezione tra aste



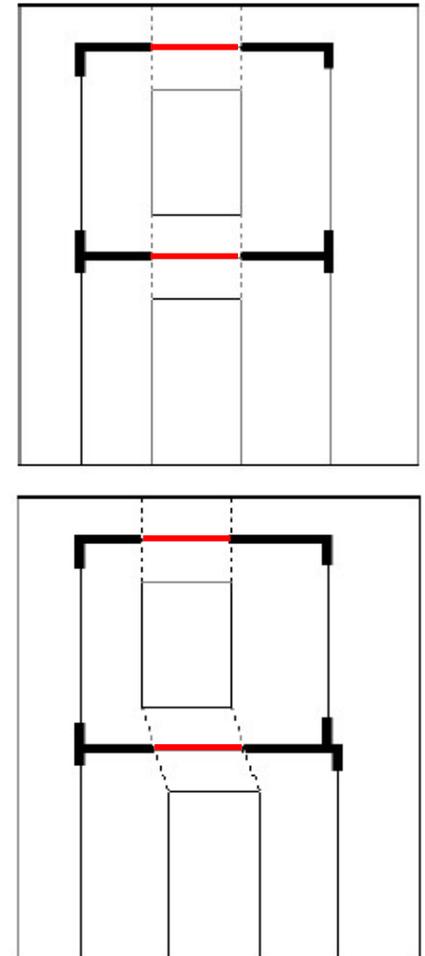
I telai piani possono essere anche collegati fra loro mediante tratti infinitamente rigidi

DIMENSIONE MASCHI E FASCE

Nel modello strutturale l'altezza efficace dei maschi (*Dolce 1989*) e delle fasce (*Magenes et al. 2000*) segue quanto illustrato



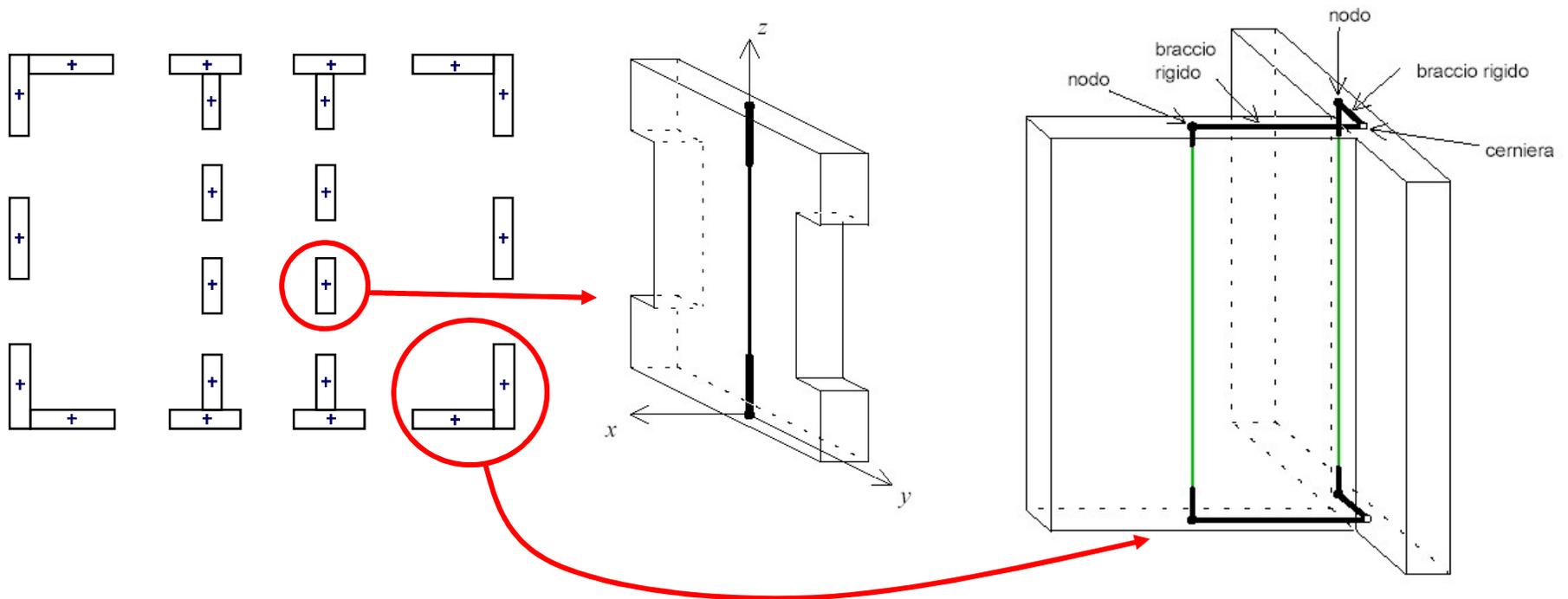
$$h_{eff} = h' + \frac{b(h - h')}{3h'}$$



SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Nella schematizzazione, gli elementi della parete che si intersecano con elementi di una parete trasversale vengono scomposti in elementi rettangolari semplici.

Si può tener conto della congruenza degli spostamenti verticali all'interfaccia collegando i telai con tratti rigidi

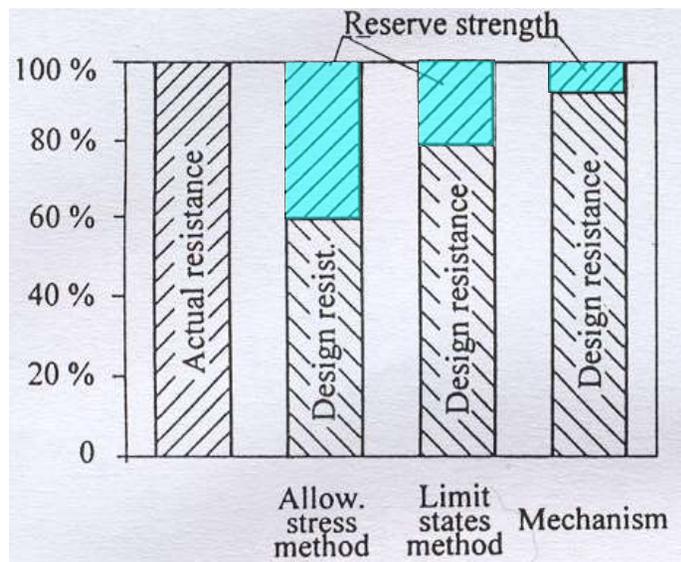


RIDISTRIBUZIONE DEGLI SFORZI

Analisi elastica lineare di una struttura in muratura e dimensionamento degli elementi con

- **tensioni ammissibili** (*solo qualche parte di struttura raggiunge i valori di tensione ammissibili*)
- **stato limite ultimo** (*solo qualche elemento della struttura raggiunge la capacità portante ultima*)

Analisi non lineare di una struttura in muratura e calcolo della capacità resistente (*Push-over*)



Confrontando i tre valori, moltiplicati per i corrispondenti coefficienti di sicurezza globali, con la resistenza effettiva si evidenzia la

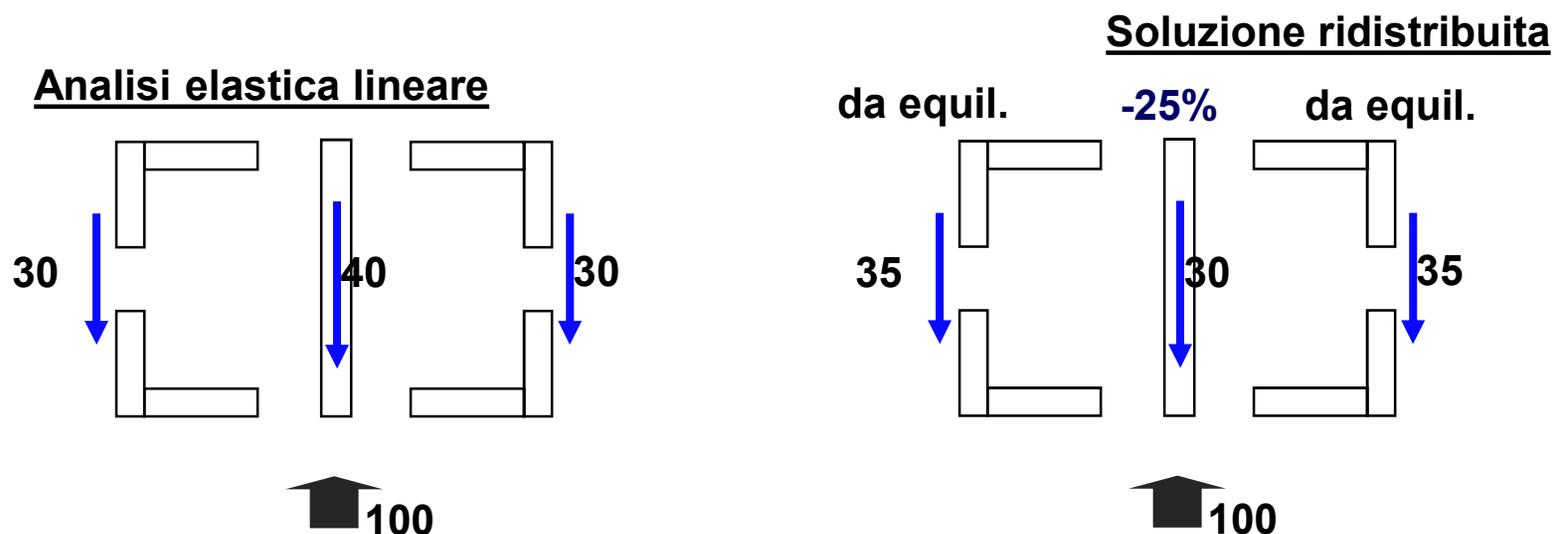
Necessità di tener conto della ridistribuzione degli sforzi fra le pareti

RIDISTRIBUZIONE DEL TAGLIO

Per evitare di sottostimare eccessivamente la capacità resistente di una struttura viene permessa, se sono presenti diaframmi rigidi ai piani, una modifica della distribuzione del taglio alla base delle varie pareti, ottenuta da un'analisi lineare, fatto salvo l'equilibrio globale

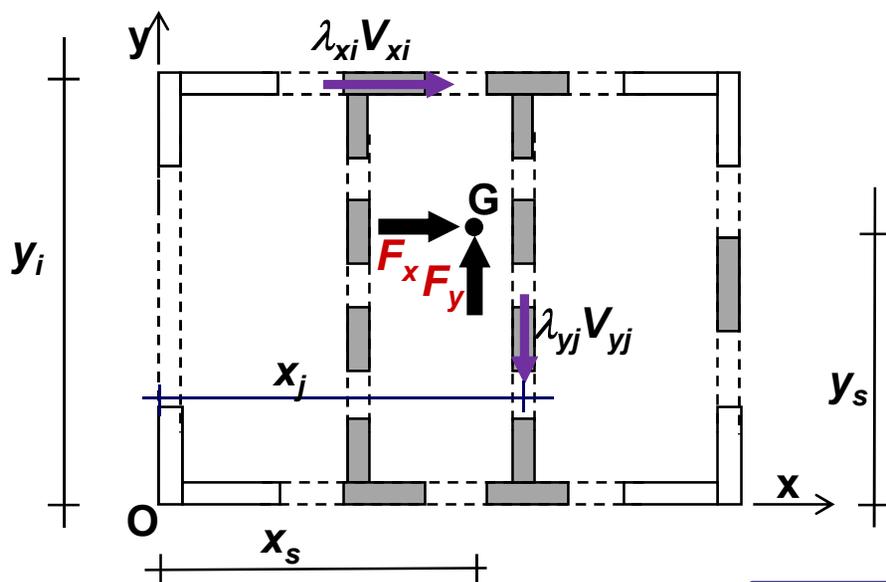
$$|\Delta V| \leq \max[0.25|V|, 0.1|V_{piano}|]$$

Nell'EC8 i valori del taglio negli elementi non possono essere ridotti più del 25% e aumentati più del 33%.



RIDISTRIBUZIONE DEL TAGLIO

A valle della combinazione delle azioni sismiche orizzontali, si può operare la redistribuzione del taglio alla base di ogni telaio/elemento in modo da massimizzare la capacità portante dell'edificio alle azioni orizzontali



Soluzione elastica lineare

$$\lambda_{xi} = 1 \quad \lambda_{yj} = 1$$

Soluzione con redistribuzione

$$\sum_{i=1}^m \lambda_{xi} V_{xi} = F_x$$

$$\sum_{j=1}^n \lambda_{yj} V_{yj} = F_y$$

$$0.75 \leq \lambda_{xi} \leq 1.25$$

$$0.75 \leq \lambda_{yj} \leq 1.25$$

$$|1 - \lambda| V \leq 0.1 F$$

$$\sum_{i=1}^m \lambda_{xi} V_{xi} y_i + \sum_{j=1}^n \lambda_{yj} V_{yj} x_j = F_x y_s + F_y x_s$$

$$\lambda_{xi} V_{xi} \leq V_{Rdi} \quad (\forall i)$$

$$\begin{cases} F_x = F_{xh} & F_y = 0.3 F_{yh} \\ F_x = 0.3 F_{xh} & F_y = F_{yh} \end{cases}$$

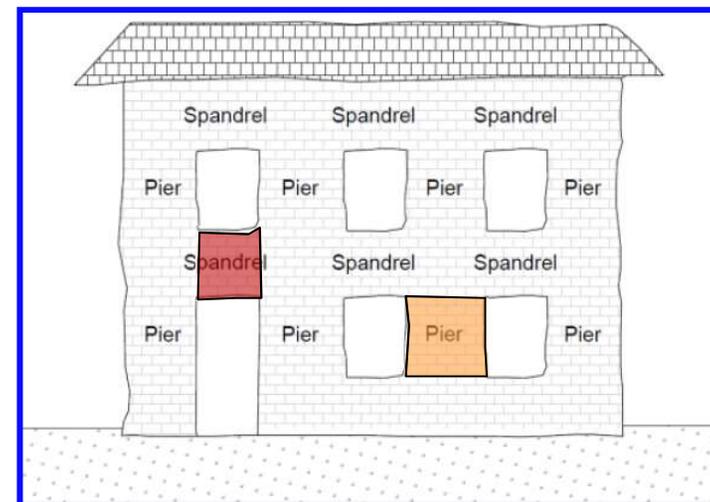
VERIFICHE DI SICUREZZA

In caso di analisi lineare, con o senza redistribuzione, la verifica allo stato limite ultimo consiste nel controllare che la capacità resistente di ogni elemento strutturale sia non inferiore alla domanda agente per

- Pressoflessione nel piano
- Taglio nel piano

In particolare gli elementi coinvolti nella resistenza sono i maschi murari e le fasce di piano

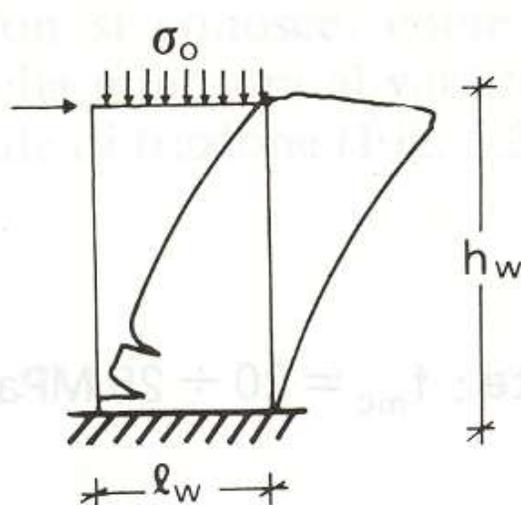
- Maschi murari (*pier*): porzione di parete verticale tra due aperture.
- Fasce di piano (*spandrel*): porzione di parete orizzontale sopra le aperture (collegano due maschi murari).



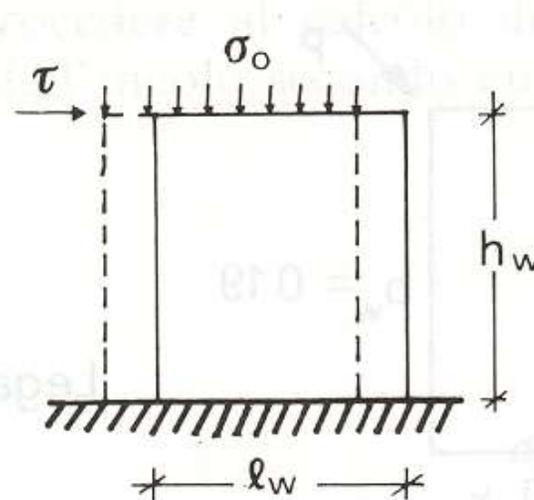
RESISTENZA PER AZIONI ORIZZONTALI

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

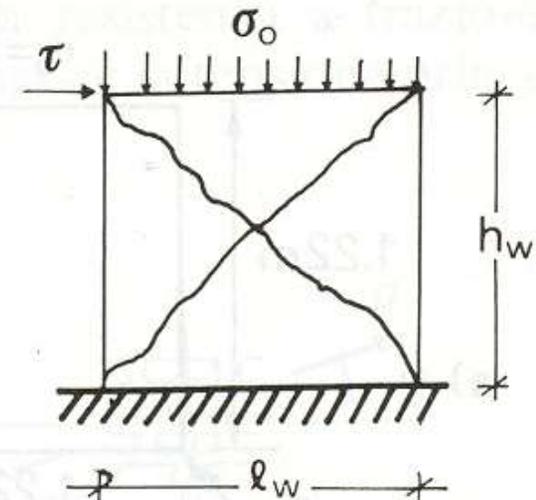
- Rottura per pressoflessione (si verifica per valori di $h/b > 2$)
- Rottura per scorrimento (si verifica per bassi valori dell'azione assiale)
- Rottura per fessurazione diagonale (si verifica per valori di $h/b < 1.5$)



a) Rottura per flessione



b) Cedimento per scorrimento



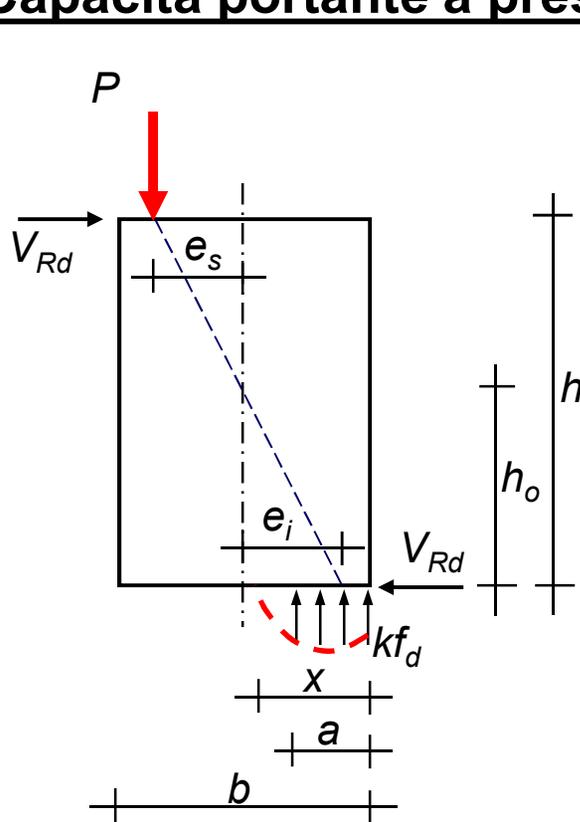
c) Rottura per taglio

VERIFICA DI RESISTENZA MASCHI

I maschi murari sono soggetti a pressoflessione e taglio.

Nel caso di edifici con non più di due piani è possibile trascurare la variazione di sforzo normale nei maschi dovuta alle azioni sismiche

Capacità portante a pressoflessione



$$\begin{cases} M_{Rd} = k f_d a t \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ P = k f_d a t \end{cases} \quad \rightarrow \quad a = \frac{P}{k f_d t}$$

$$a = 0.8 x$$

$$\sigma_o = \frac{P}{b t}$$

$$k = 0.85$$

Sostituendo a e σ_o nella prima

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_o b^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{k f_d} \right)$$

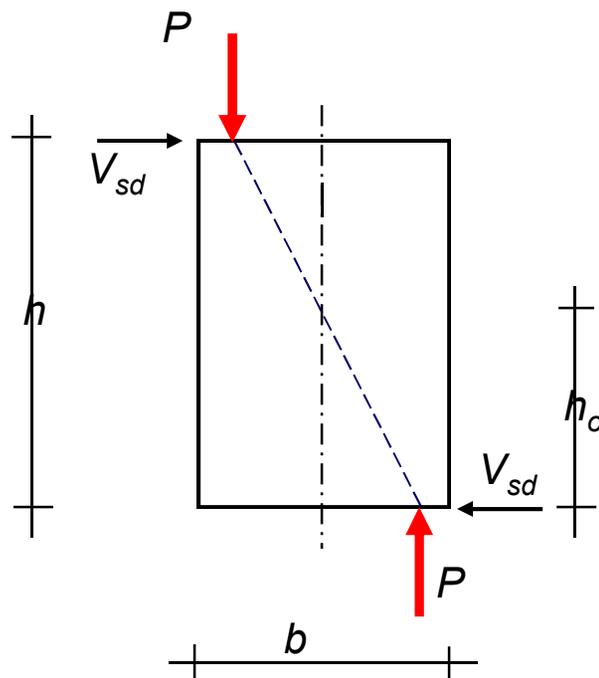
Nota la posizione di annullamento del momento h_o

$$V_{Rd}^p = \frac{\sigma_o b^2 t}{2 h_o} \left(1 - \frac{\sigma_o}{k f_d} \right)$$

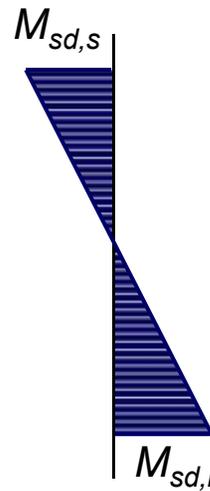
VERIFICA DI RESISTENZA MASCHI

I valori di momento ottenuti dall'analisi alle estremità del maschio devono risultare non superiori del valore del momento resistente di calcolo

Verifica a pressoflessione



$$M_{Rd} = \frac{\sigma_o b^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{k f_d} \right) \quad f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$



$$\max (M_{sd,i}, M_{sd,s}) \leq M_{Rd}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd}^p$$

VERIFICA DI RESISTENZA MASCHI

Capacità portante a taglio (*Rottura per scorrimento*)

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4\sigma$$

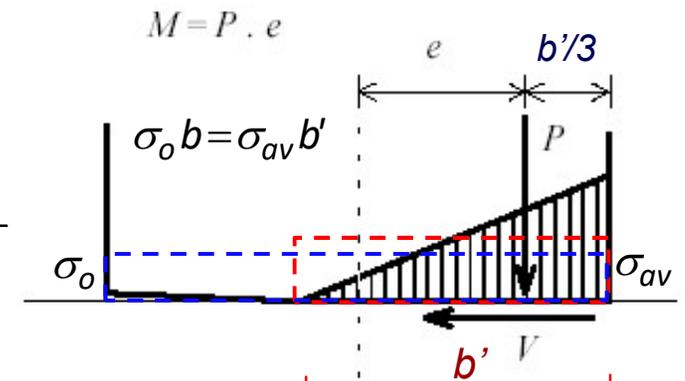
$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$$

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

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

$$\frac{b'}{3} + e = \frac{b}{2} \quad b' = \left(\frac{3}{2} - \frac{3e}{b} \right) b \quad e = \frac{Vh_o}{P} \quad \sigma_o = \frac{P}{bt}$$

$$V_{Rd}^s = f_{vd} b' t = \left[\left(\frac{3}{2} - \frac{3V_{Rd}^s h_o}{Pb} \right) f_{vko} + 0.4\sigma_o \right] \frac{bt}{\gamma_m}$$



$$V_{Rd}^s = \frac{1.5 f_{vko} + 0.4\sigma_o}{1 + \frac{3h_o}{b\sigma_o}} \frac{bt}{\gamma_M}$$

per $e \leq \frac{b}{6}$

$$b' = b$$

$$\Rightarrow V_{Rd}^s = (f_{vko} + 0.4\sigma_o) \frac{bt}{\gamma_M}$$

per $e \geq \frac{b}{2}$

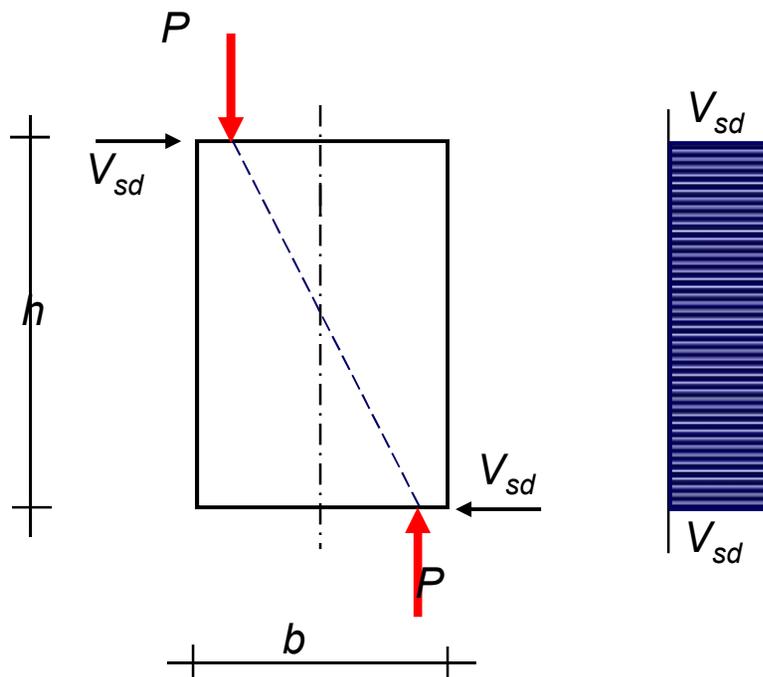
$$b' = 0$$

$$\Rightarrow V_{Rd}^s = 0$$

VERIFICA DI RESISTENZA MASCHI

I valori massimi del taglio nel maschio ottenuti dall'analisi devono risultare non superiori al valore del taglio resistente di calcolo

Verifica a taglio



$$V_{Rd}^s = \frac{1.5 f_{vko} + 0.4 \sigma_o}{1 + \frac{3h_o}{b\sigma_o} \frac{f_{vko}}{\gamma_M}} \frac{bt}{\gamma_M}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd}^s$$

VERIFICA DI RESISTENZA TRAVI IN MURATURA

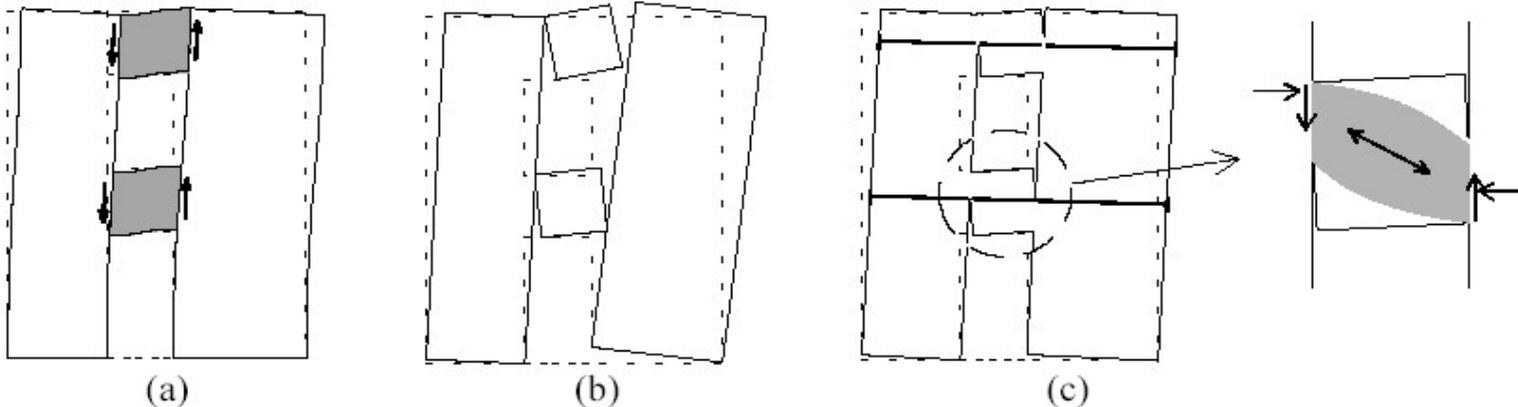
Dall'analisi risulta che le fasce sono soggette a flessione e taglio

Ma in assenza di compressione il momento resistente ed il taglio resistente risulterebbero nulli

$$\sigma_o = \frac{P}{bt}$$

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_o b^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{k f'_d} \right) \quad \longrightarrow \quad \text{se } P=0 \quad \longrightarrow \quad M_{Rd}=0$$

$$V_{Rd}^s = \frac{1.5 f_{vko} + 0.4 \sigma_o}{1 + \frac{3 h_o}{b \sigma_o} \gamma_M} \frac{bt}{\gamma_M} \quad \longrightarrow \quad \text{se } P=0 \quad \longrightarrow \quad V_{Rd}=0$$

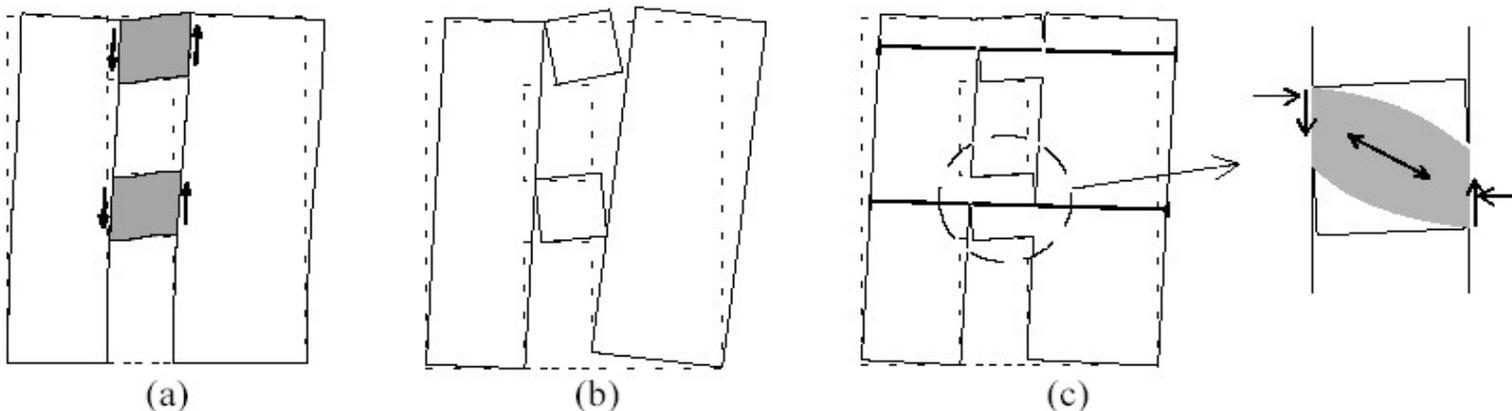


VERIFICA DI RESISTENZA TRAVI IN MURATURA

La presenza dei cordoli orizzontali fa sì che venga contrastato il “rocking” delle traverse favorendo lo sviluppo di un funzionamento a puntone diagonale come per i maschi.

Per semplicità si assume una resistenza a taglio costante e pari alla resistenza in assenza di azione assiale.

A pressoflessione si considera una compressione pari alla resistenza a trazione del cordolo o alla resistenza a compressione della muratura in direzione orizzontale.



VERIFICA A TAGLIO TRAVERSE

In presenza di cordolo di piano o architrave resistente a flessione ed efficacemente ammorsato alle estremità, la resistenza a taglio è

Rottura per scorrimento

$$V_{Rd}^s = \frac{f_{vko}}{\gamma_M} \cdot b t$$

Rottura per pressoflessione

$$M_{Rd} = \frac{H_p b}{2} \left(1 - \frac{H_p}{k f'_d b t} \right)$$

$$H_p = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{resist. a trazione elem. teso} \\ 0.4 f'_d b t \end{array} \right.$$


$$V_{Rd}^f = \frac{2 M_{Rd}}{l}$$

$$V_{sd} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd}^s \\ V_{Rd}^f \end{array} \right.$$

f'_d resist. a compr. muratura
in direzione orizzontale

VERIFICHE DI RIGIDEZZA

Un'analisi elastica lineare della struttura va condotta applicando le azioni sismiche relative allo Stato Limite di Danno per determinare gli spostamenti di piano delle singole pareti d_i

Bisogna confrontare che gli spostamenti di interpiano di ogni parete risultino inferiori ai valori limite imposti dalla normativa

$$d_{i+1} - d_i \leq d_r$$

$$d_r < 0.002h \quad \text{per muratura ordinaria}$$

$$d_r < 0.003h \quad \text{per muratura armata}$$

Combinazione di carico per lo Stato Limite di Danno

$$E_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

E azione sismica per lo stato limite in esame

G_1, G_2 carichi permanenti al loro valore caratteristico (pesi propri)

P valore caratteristico della precompressione, a cadute avvenute

ψ_{2i} coeff. di combinazione per valore quasi-permanente di Q_i

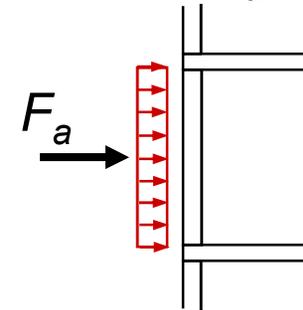
Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i

AZIONI SISMICHE FUORI PIANO

Le pareti in muratura sono eccitate dal sisma anche in direzione perpendicolare al proprio piano sollecitandole a pressoflessione fuori piano.

L'effetto dell'azione sismica può essere valutato considerando una forza orizzontale uniformemente distribuita, di risultante F_a

$$F_a = \frac{W_a S_a}{q_a}$$



W_a è il peso dell'elemento

q_a è il fattore di struttura della parete

- pari a 1 per elementi aggettanti a mensola (camini, parapetti, ecc.)
- pari a 2 per tramezzature interne ed esterne
- pari a 3 per pareti strutturali (collegate al solaio al piede e in sommità)

S_a è un coefficiente di amplificazione

AZIONI SISMICHE FUORI PIANO

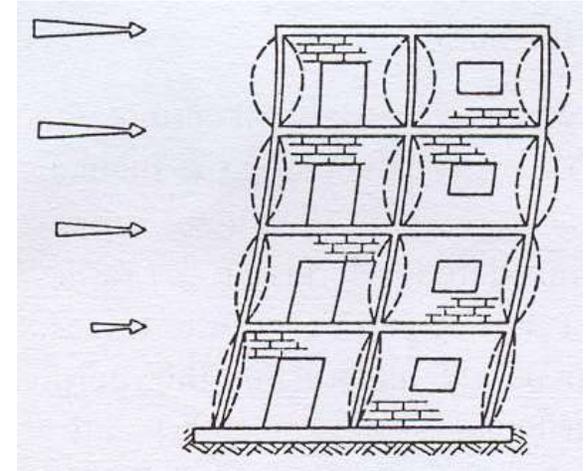
Il coefficiente di amplificazione è dato dalla

$$S_a = \frac{S a_g}{g} [1.5(1 + Z/H) - 0.5] \geq \frac{S a_g}{g}$$

$S a_g$ è l'accelerazione di progetto al terreno

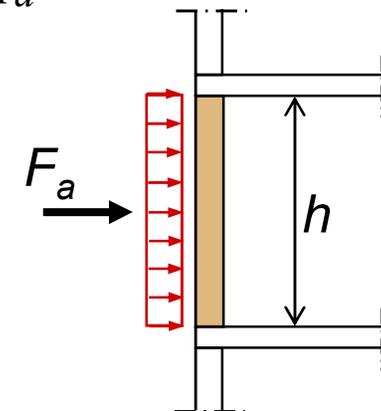
H è l'altezza della struttura rispetto a fondazione

Z è la quota del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione



Calcolo forze perpendicolari ad una parete				
$S a_g/g$	0,25			
H (m)	9,0			
Azione sismica alle varie quote				
Z (m)	S_a	q_a	W_a (kN)	F_a (kN)
1,5	0,313	3,0	22,8	2,375
4,5	0,438	3,0	22,8	3,325
7,5	0,563	3,0	22,8	4,275

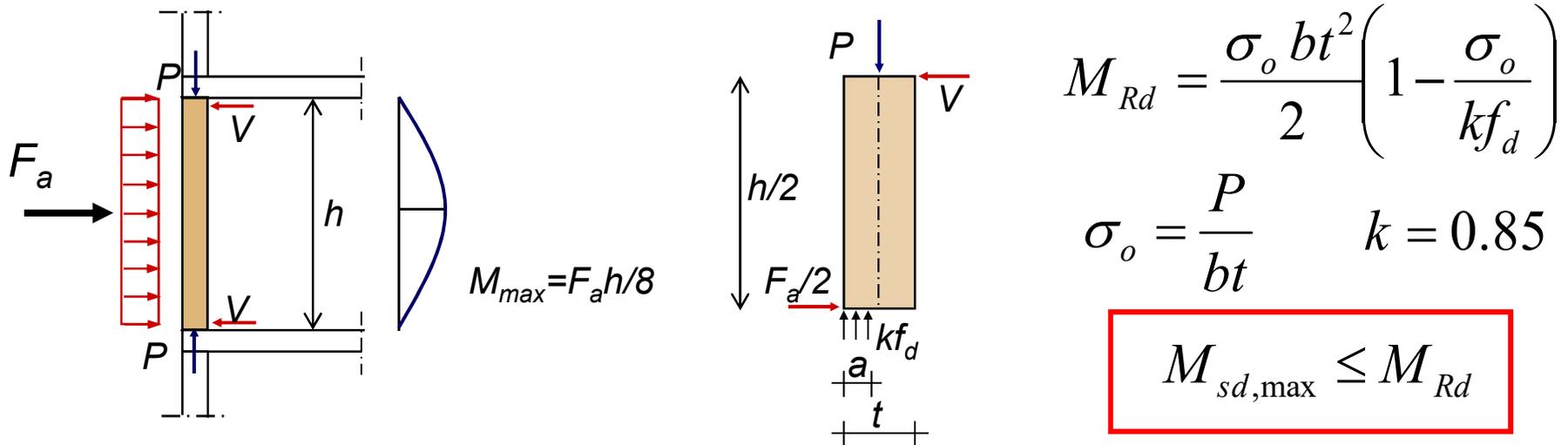
$$F_a = \frac{W_a S_a}{q_a}$$



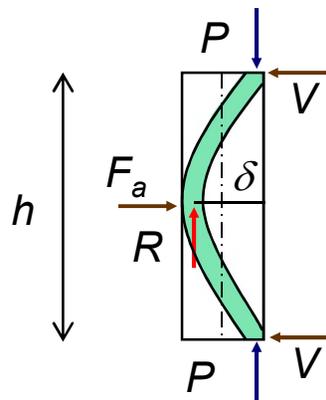
Per strutture isolate si assume sempre $Z=0$.

VERIFICA PARETI FUORI PIANO

Il momento di collasso della parete per azioni perpendicolari al piano si calcola analogamente al caso di azioni parallele al piano



Un diverso metodo di verifica ipotizza uno schema ad arco (EC6)



$a = 0.1 t$ (Dimensione arco)

$\delta = 0.9 t$ (Freccia arco)

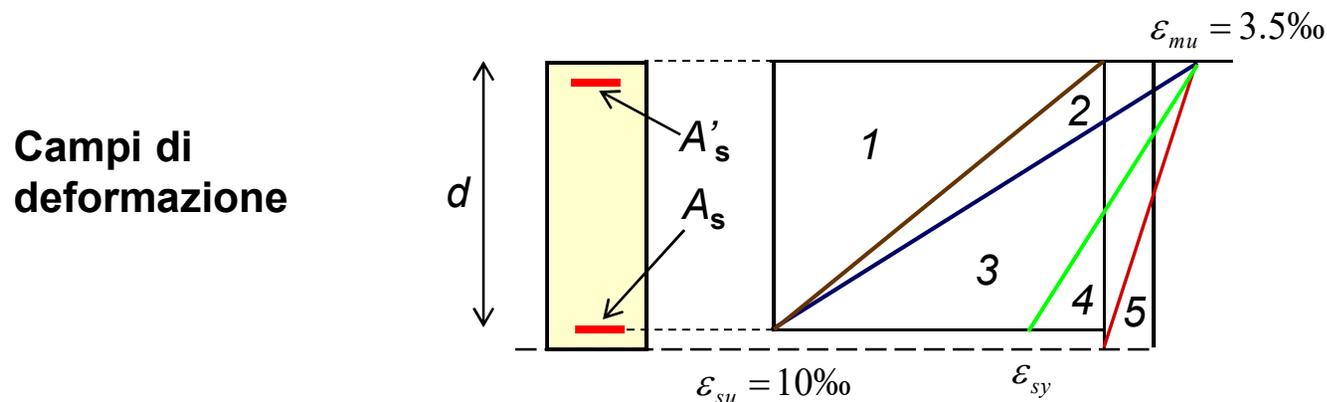
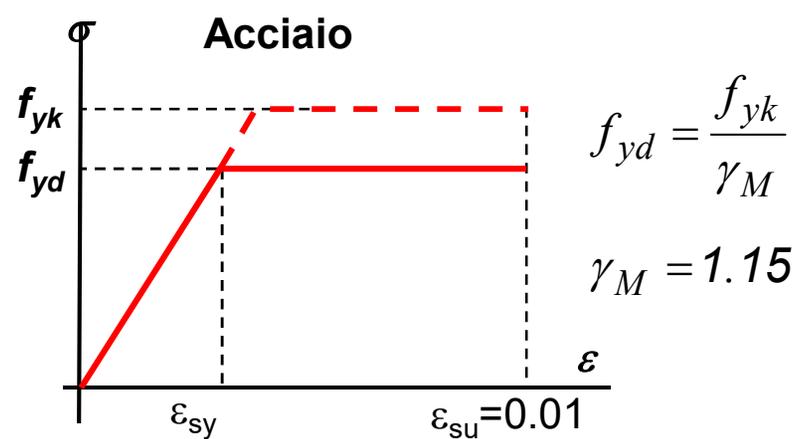
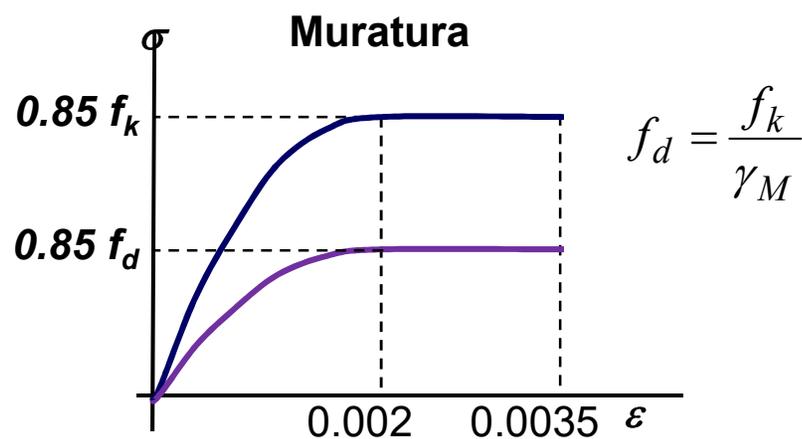
$R_{max} = \min \begin{cases} P \\ 1.5 f_d b t / 10 \end{cases}$

$M_{Rd} = R_{max} \delta$

$M_{sd,max} \leq M_{Rd}$

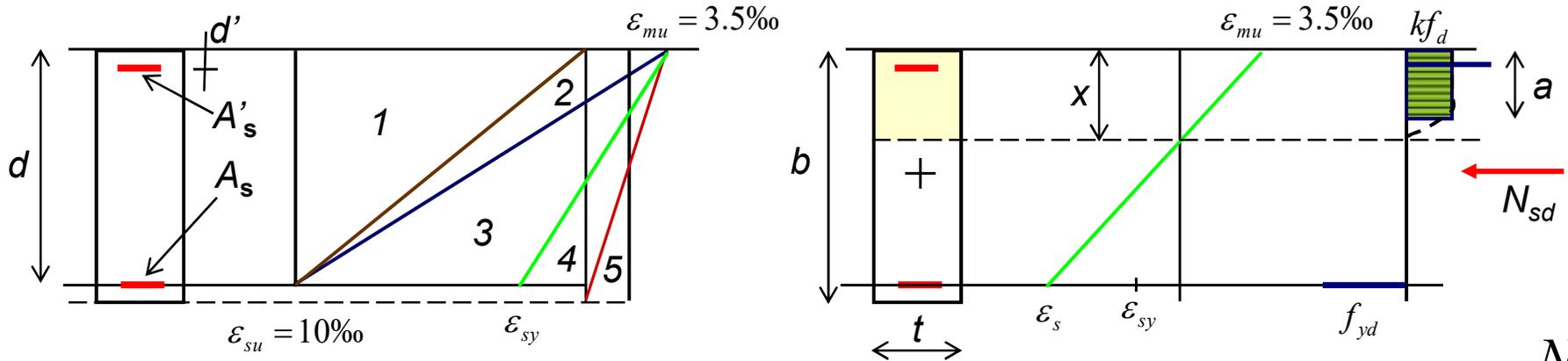
MURATURA ARMATA

Il momento resistente di calcolo di una sezione di muratura armata soggetta a pressoflessione si determina analogamente alle sezioni di calcestruzzo armato



PRESSOFLESSIONE

Il momento resistente di calcolo delle sezioni dei maschi, utilizzando lo stress-block e per due armature simmetriche agli estremi, si ha



$$\sigma_o = \frac{N_{sd}}{bt}$$

$$k = 0.85$$

$$a = 0.8x$$

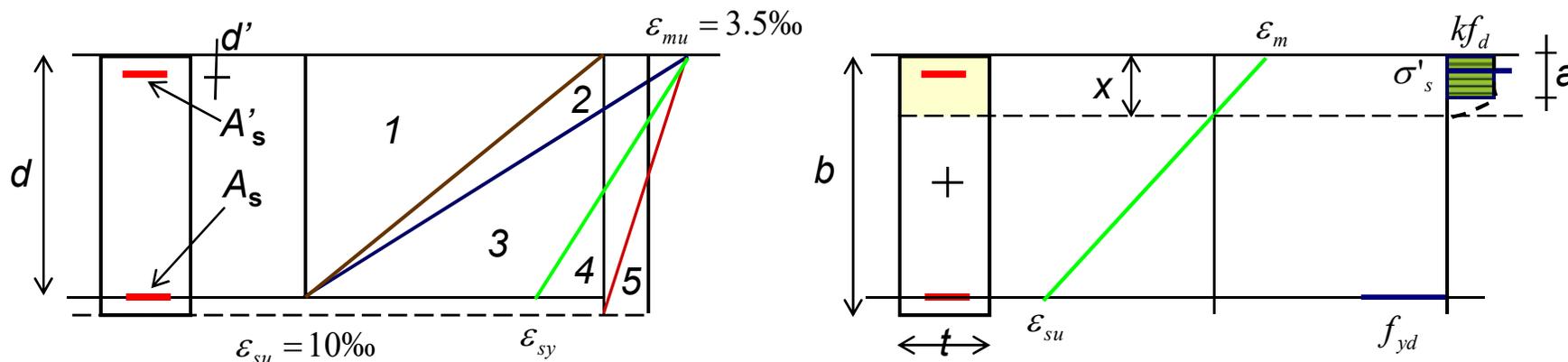
$$\begin{cases} N_{sd} = kf_d at - f_{yd} (A_s - A'_s) \\ M_{Rd} = kf_d at \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} \right) + f_{yd} A_s \left(d - \frac{b}{2} \right) + f_{yd} A'_s \left(\frac{b}{2} - d' \right) \end{cases}$$

Risolvendo
per $A'_s = A_s$

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_o b^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{kf_d} \right) + (d - d') f_{yd} A_s$$

FLESSIONE SEMPLICE

Il momento resistente di calcolo delle sezioni delle fasce di piano, utilizzando lo stress-block, si ricava



$$\begin{cases} 0 = kf_d at + \cancel{\sigma'_s A_s} - f_{yd} A_s & k = 0.85 \\ M = f_{yd} A_s \left(d - \frac{a}{2}\right) + \cancel{\sigma'_s A'_s \left(\frac{a}{2} - d'\right)} & a = 0.8x \end{cases}$$

$$M = f_{yd} A_s d \left(1 - \frac{f_{yd} A_s}{2k f'_d d t} \right)$$

Per due armature
simmetriche e trascurando
contributo acciaio in
compressione

$$\sigma'_s = E_s \varepsilon'_s$$

RESISTENZA A TAGLIO

La muratura armata prevede sia armature verticali che armature orizzontali; entrambe forniscono un contributo resistente a taglio. Il taglio resistente è dato dalla somma dei seguenti contributi

$$V_{Rd} = V_{t,M} + V_{t,S}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{t,M} = f_{vd} d t \\ V_{ad} = 0.6 d f_{yd} \frac{A_{sw}}{s} \end{array} \right.$$

Contributo della muratura

Contributo armature (traliccio)

$$V_{Rd,max} = 0.3 f_d d t$$

Schiacciamento puntone

$$f_{vd} = \frac{f_{vko} + 0.4 \sigma_n}{\gamma_M}$$

d è la distanza tra il lembo compresso ed il baricentro delle armature verticali tese

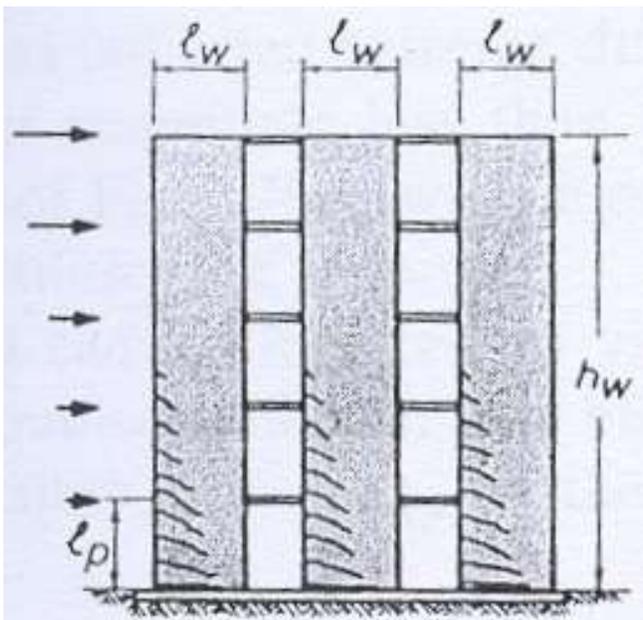
A_{sw} è l'area di armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo s

f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura

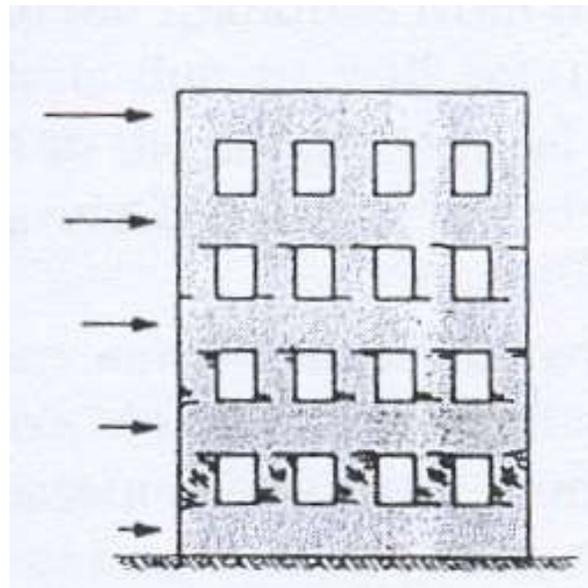
$$\sigma_n = \frac{P}{d t}$$

MURATURA ARMATA

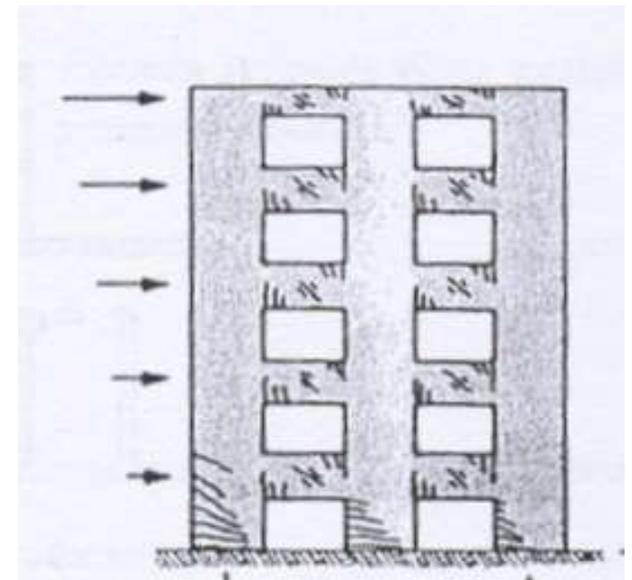
Tipi di fessurazione nelle diverse tipologie strutturali



Rottura per flessione al piede delle mensole



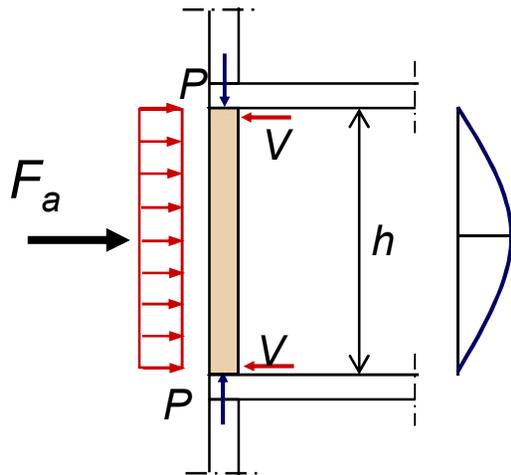
Rottura per taglio dei maschi murari del primo piano



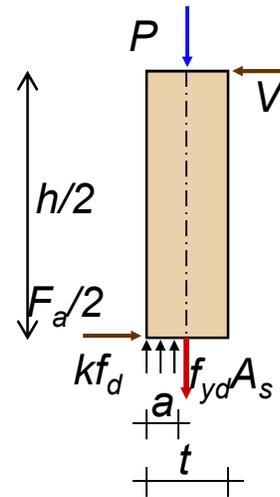
Rottura per flessione nelle fasce ed al piede dei piedritti

PARETE CARICATA FUORI PIANO

Il momento di collasso della parete per azioni perpendicolari al piano si calcola analogamente al caso di muratura ordinaria aggiungendo il contributo dell'acciaio d'armatura



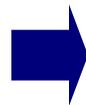
$$M_{max} = F_a h / 8$$



$$k = 0.85$$

$$\sigma_o = \frac{P}{bt}$$

$$\begin{cases} P = kf_d ba - f_{yd} A_s \\ M_{Rd} = kf_d ba \left(\frac{t}{2} - \frac{a}{2} \right) \end{cases}$$



$$M_{Rd} = \frac{t}{2} (\sigma_o bt + f_{yd} A_s) \left(1 - \frac{\sigma_o}{kf_d} - \frac{f_{yd} A_s}{kf_d bt} \right)$$

ANALISI STATICA NON LINEARE

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti fra le forze di piano, vengono tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento di un punto di controllo fino al raggiungimento delle condizioni limite ultime.

Questo modo di procedere consente di costruire un diagramma F_b-s_c che rappresenta la curva di capacità della struttura. Dove F_b è il taglio alla base e s_c è lo spostamento di un punto di controllo (*centro di massa ultimo livello*).

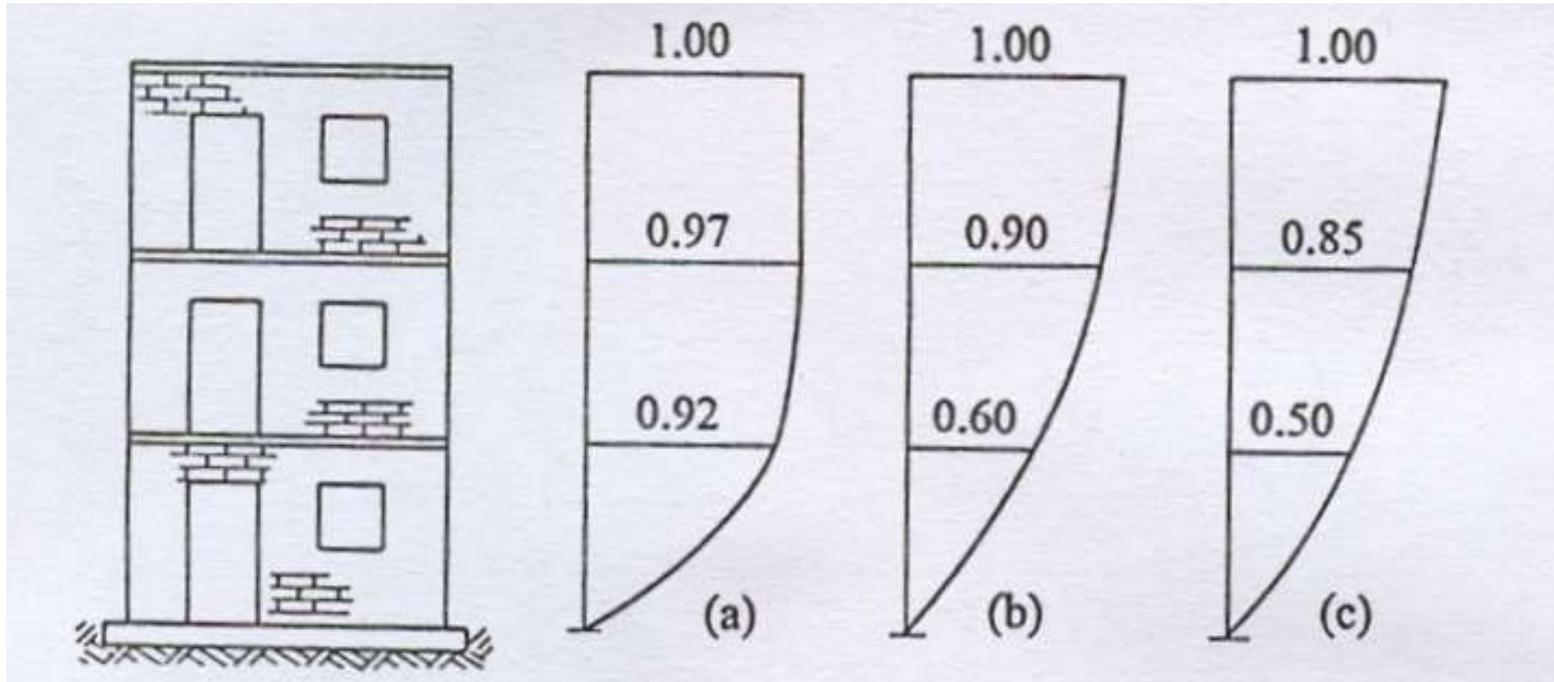
L'analisi statica non lineare è applicabile soltanto se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 60%.

ANALISI STATICA NON LINEARE

L'analisi statica non lineare si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- Valutare gli spostamenti relativi allo SL di interesse
- Eseguire le verifiche di duttilità relative allo SLC
- Valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1
- Verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q
- Come metodo di progetto per gli edifici nuovi
- Come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

FORME 1° MODO ALLO SLU



**Muratura
ordinaria**

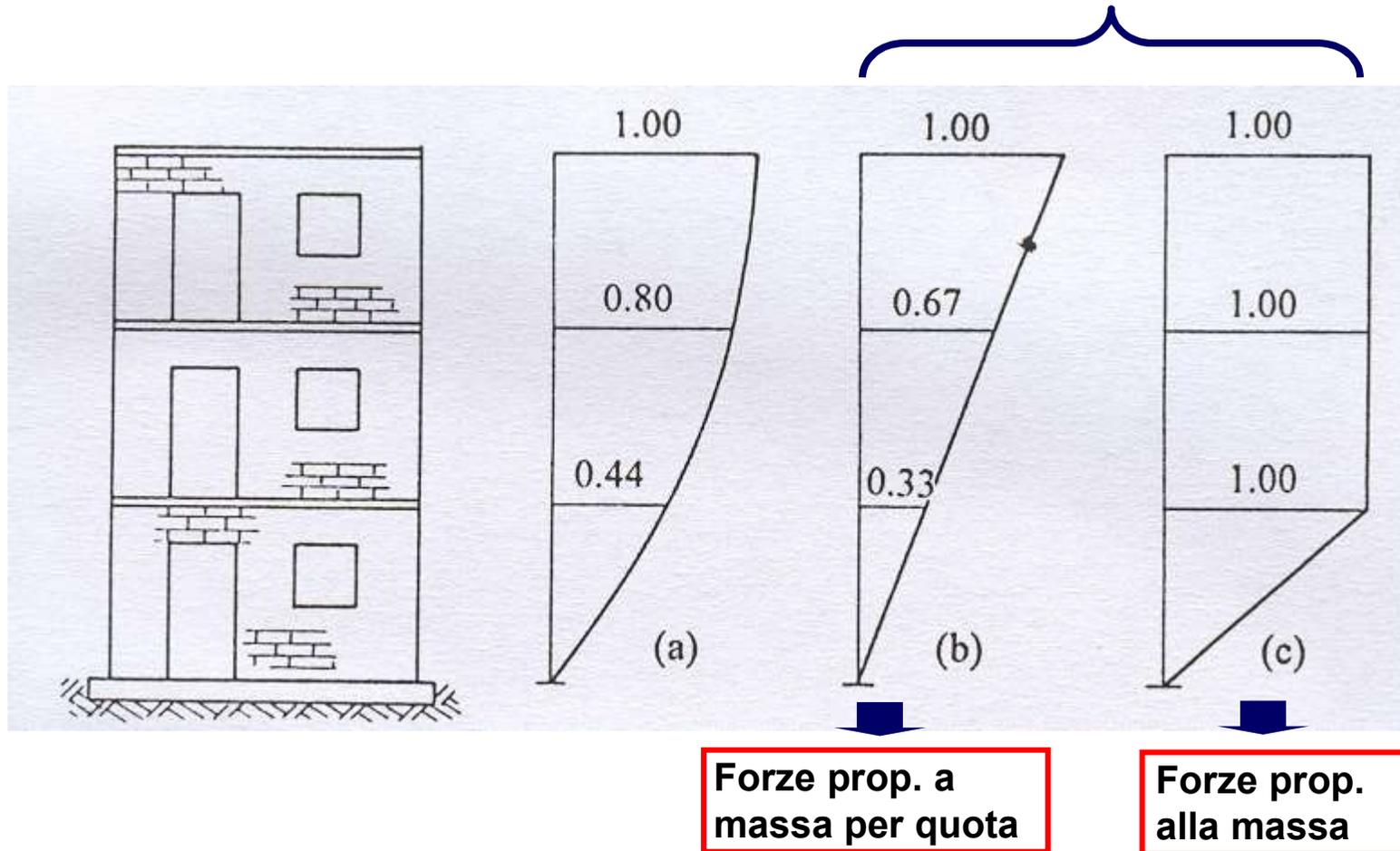
**Muratura
confinata**

**Muratura
armata**

Forme modali relative al primo modo di vibrazione ottenute da edifici campione provati su tavola vibrante allo ZMRK di Lubiana

METODO PUSH-OVER

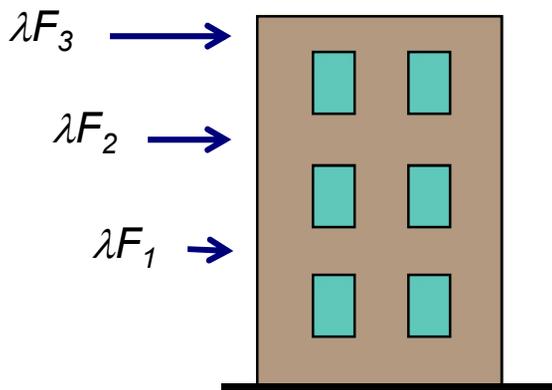
Nell'analisi non lineare si assumono quindi distribuzioni di spostamenti di piano di questo tipo



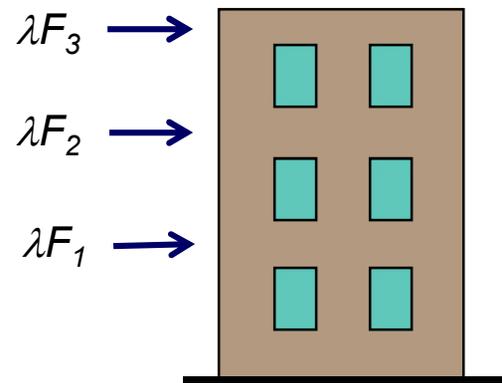
MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Per le analisi, generalmente, si considerano le seguenti due distribuzioni di forze orizzontali applicate ai baricentri delle masse di ciascun piano:

- distribuzione di forze proporzionali alle masse
- distribuzione di forze proporzionali a quelle dell'analisi statica lineare



$$F_i = F_h \frac{W_i z_i}{\sum W_j z_j}$$



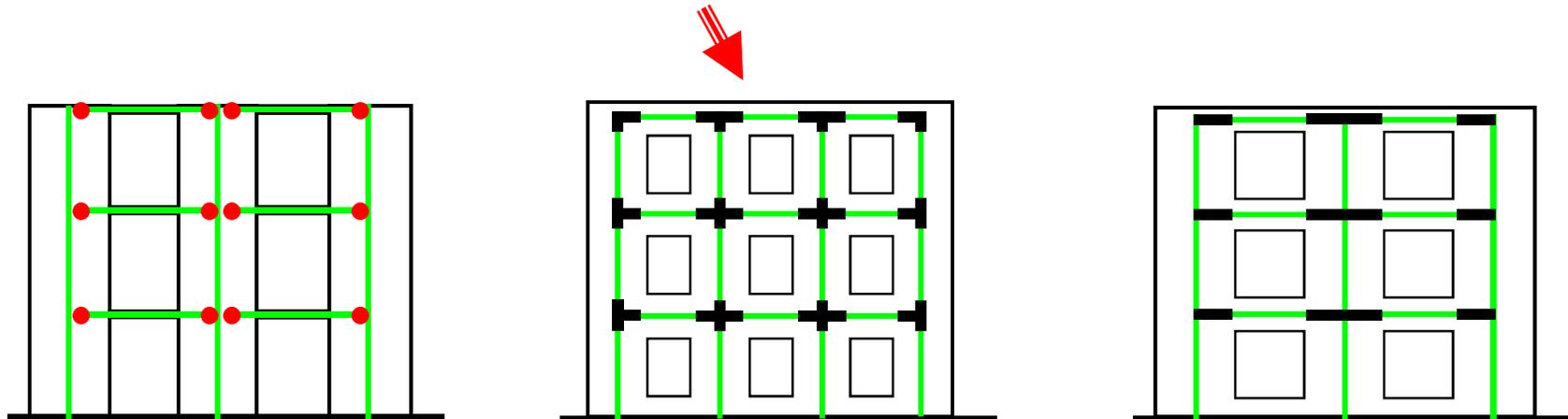
$$F_i = F_h \frac{W_i}{\sum W_j}$$

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La modellazione della struttura può essere effettuata come nel caso dell'analisi statica lineare

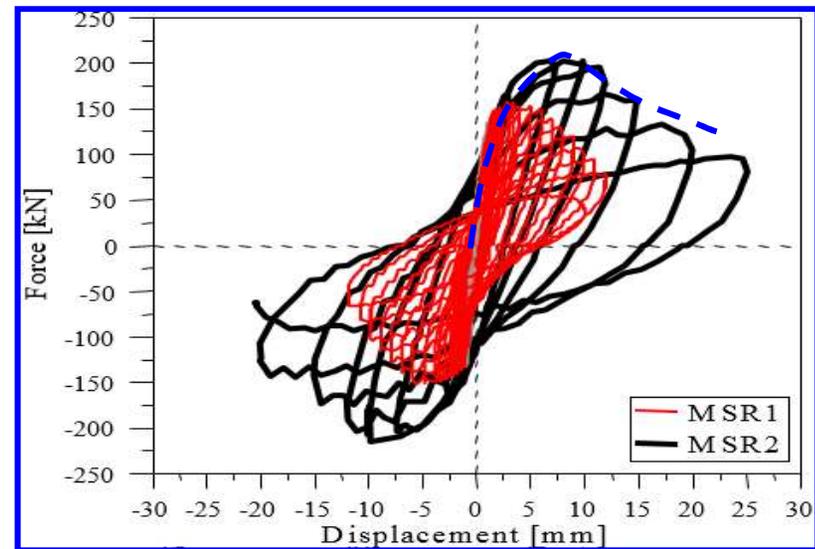
- schemi a mensola
- schemi a telaio (*aste con estremi rigidi per simulare le intersezioni tra piedritti e traversi*)

Nel caso di murature non armate è più frequente la modellazione a telaio con traverse molto robuste.

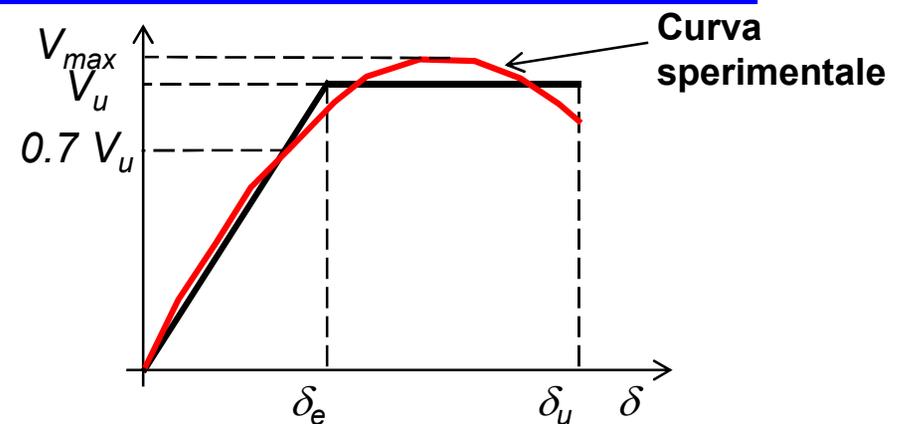


COMPORTAMENTO MASCHI MURARI

Dalle prove sperimentali cicliche condotte su numerosi maschi con lo schema di carico a traslazione pura sono stati ottenuti questi risultati



$$V_u = 0.9 V_{\max}$$
$$K_e = K_{\text{sec}} (0.7 V_u)$$
$$\delta_u = \delta_{\text{soft}} (0.8 V_{\max})$$



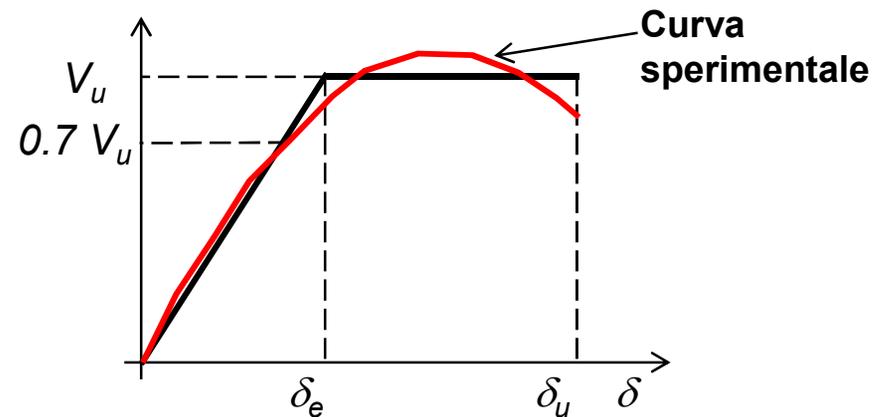
MODELLAZIONE MASCHI Muratura Ordinaria

Per i maschi si può assumere a taglio un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, con resistenza e rigidezza valutata sulla base delle caratteristiche meccaniche della muratura

$$V_{Rd} = \frac{1.5 f_{vmo} + 0.4 \sigma_o}{1 + \frac{3h_o}{b \sigma_o} f_{vmo}} b t$$

$$K_e = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{\chi h}{GA}}$$

Valore medio
resistenza a taglio



h_o distanza del punto di annullamento del momento flettente
(in prima approssimazione può essere posto uguale a $h/2$ ed eventualmente aggiornato nei passi successivi)

$$E = 1000 f_k \quad G = 0.4 E$$

$$\delta_u = 0.005 h \quad (\text{allo SLC})$$

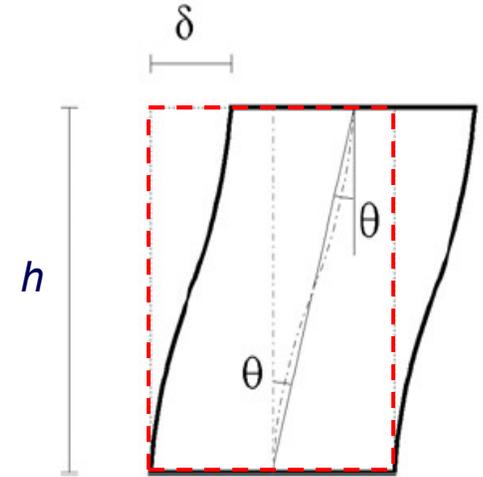
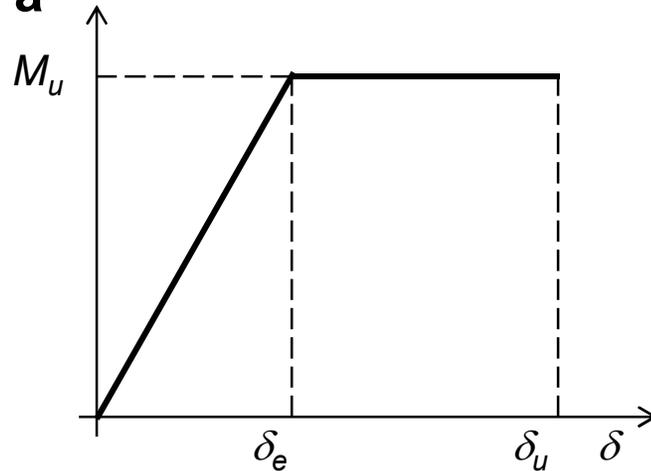
I risultati di molte prove sperimentali hanno mostrato una forte dipendenza dello spostamento ultimo (allo 0.8 di V_{max}) dall'altezza del pannello

MODELLAZIONE MASCHI Muratura Ordinaria

Anche per il momento si assume un diagramma bilineare con valore del momento massimo pari a

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_o b^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{k f_m} \right)$$

Valore medio resistenza a compressione



Nel caso di collasso per pressoflessione lo spostamento ultimo allo SLC in sommità del pannello è pari a

$$\delta_u = \frac{1.25 - (1 - \nu)}{100} h \leq 0.01h$$

$$\nu = \frac{\sigma_o}{f_m}$$

MODELLAZIONE FASCE Muratura Ordinaria

Anche per le traverse, provviste di cordoli di piano, si può assumere a taglio un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, con resistenza e rigidezza valutate come segue

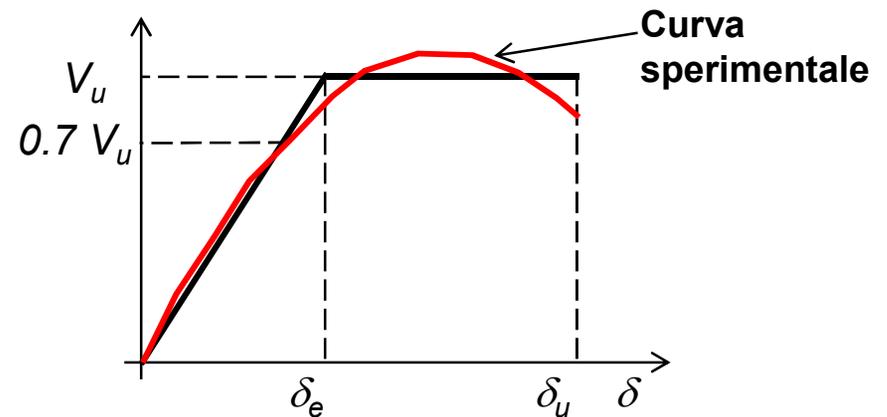
$$V_{Rd}^S = f_{vmo} \cdot b t$$

Valore medio
resistenza a taglio

$$K_e = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{\chi h}{GA}}$$

$$E = 1000 f_k \quad G = 0.4 E$$

$$\delta_u = 0.005 h \quad (\text{allo SLC})$$



h_o distanza del punto di annullamento del momento flettente
(in prima approssimazione può essere posto uguale a $h/2$ ed eventualmente aggiornato nei passi successivi)

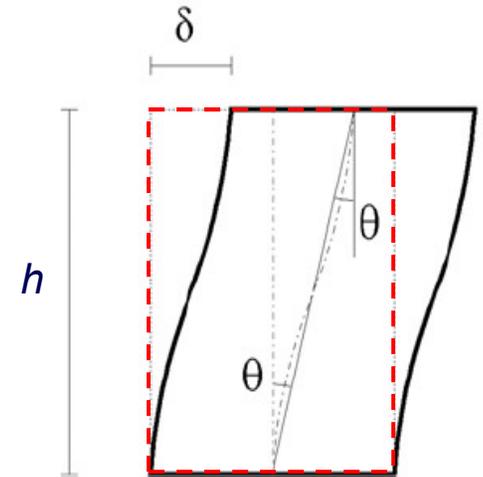
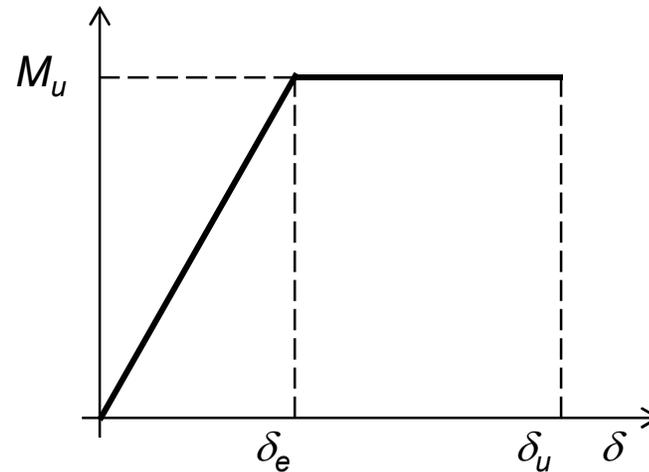
I risultati di molte prove sperimentali hanno mostrato una forte dipendenza dello spostamento ultimo (allo 0.8 di V_{max}) dall'altezza del pannello

MODELLAZIONE FASCE Muratura Ordinaria

Anche per il momento si assume un diagramma bilineare con valore del momento massimo pari a

$$M_{Rd} = \frac{H_p b}{2} \left(1 - \frac{H_p}{k f'_m b t} \right)$$

$$H_p = \min \begin{cases} \text{resist. a trazione} \\ \text{elem. teso} \\ 0.4 f'_m b t \end{cases}$$



Nel caso di collasso per pressoflessione lo spostamento ultimo allo SLC all'estremità della fascia è pari a

$$\delta_u = \frac{1.25 - (1 - \nu)}{100} h \leq 0.01 h$$

$$\nu = \frac{H_p}{f_d \cdot b t}$$

f'_m resistenza media a compress. della muratura in direzione parallela ai giunti di malta.

MODELLAZIONE MASCHI Muratura Armata

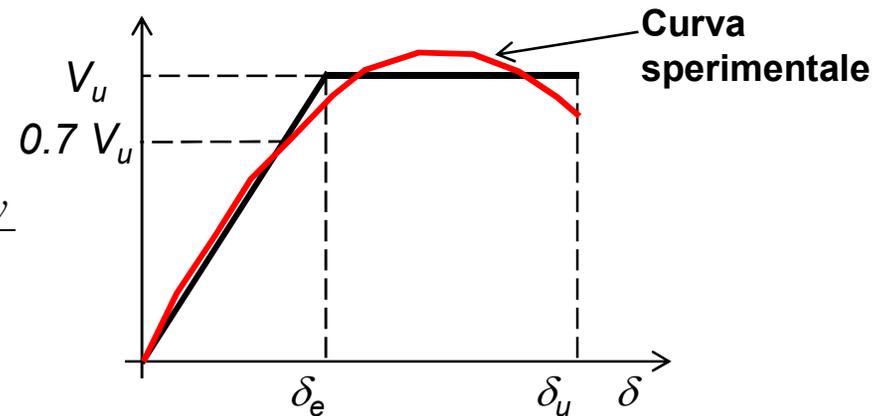
Per i maschi si può assumere a taglio un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, con resistenza e rigidezza valutata sulla base delle caratteristiche meccaniche della muratura

$$\boxed{V_{Rd} = V_{t,M} + V_{t,S}} \left\{ \begin{array}{l} V_{t,M} = f_{vm} d t \\ V_{ad} = 0.6d f_{ym} \frac{A_{sw}}{s} \end{array} \right.$$

$$f_{vm} = f_{vmo} + 0.4\sigma_n$$

$$K_e = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{\chi h}{GA}}$$

$$\delta_u = 0.008h \quad (\text{allo SLC})$$



d è la distanza tra il lembo compresso ed il baricentro delle armature verticali tese

A_{sw} è l'area di armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo s

f_{vmo} è la resistenza a taglio media della muratura in assenza di azione assiale

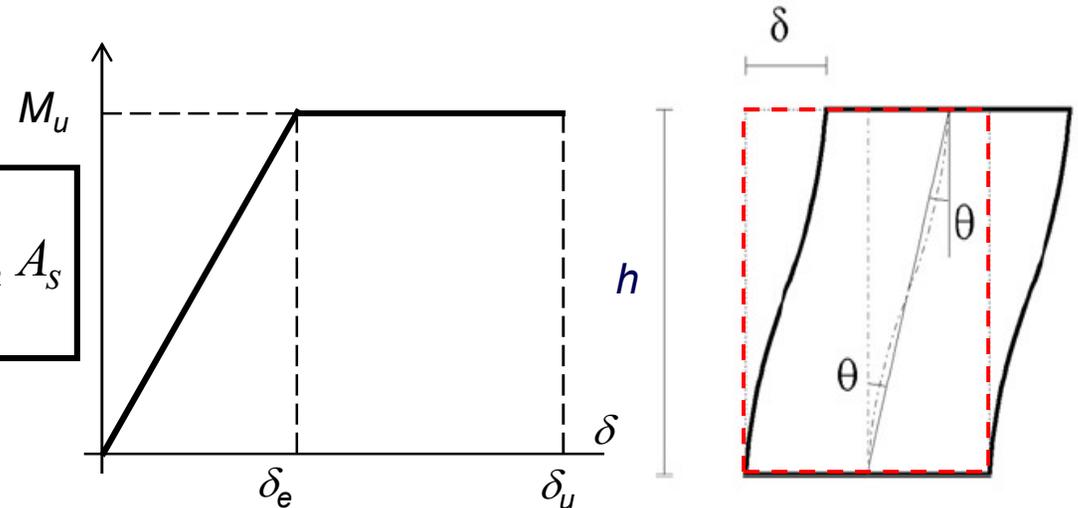
$$\sigma_n = P/d t$$

MODELLAZIONE MASCHI Muratura Armata

Anche per il momento si assume un diagramma bilineare con valore del momento massimo pari a

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_o b^2 t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{k f_m} \right) + (d - d') f_{ym} A_s$$

Con stress-block su sezioni ad armatura agli estremi ($A_s = A'_s$)



Nel caso di collasso per pressoflessione lo spostamento ultimo allo SLC in sommità del pannello è pari a

$$\delta_u = \frac{2.0 - (1 - \nu)}{100} h \leq 0.016 h$$

$$\nu = \frac{\sigma_o}{f_m}$$

MODELLAZIONE FASCE Muratura Armata

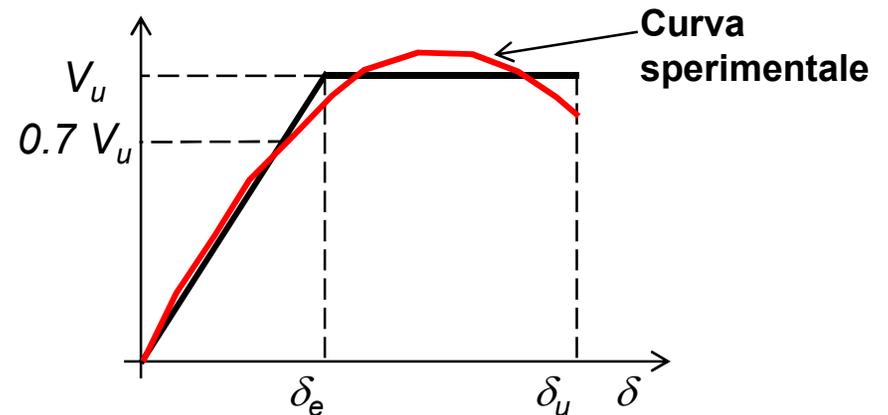
Anche per le traverse si può assumere a taglio un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, con resistenza e rigidezza valutate come segue

$$\boxed{V_{Rd} = V_{t,M} + V_{t,S}} \left\{ \begin{array}{l} V_{t,M} = f_{vm} d t \\ V_{ad} = 0.6d f_{ym} \frac{A_{sw}}{s} \end{array} \right.$$

$$f_{vm} = f_{vmo} + 0.4\sigma_n$$

$$K_e = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{\chi h}{GA}}$$

$$\delta_u = 0.008h \quad (\text{allo SLC})$$



d è la distanza tra il lembo compresso ed il baricentro delle armature verticali tese

A_{sw} è l'area di armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo s

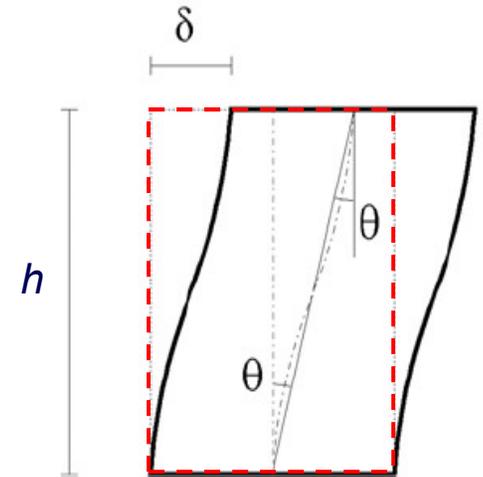
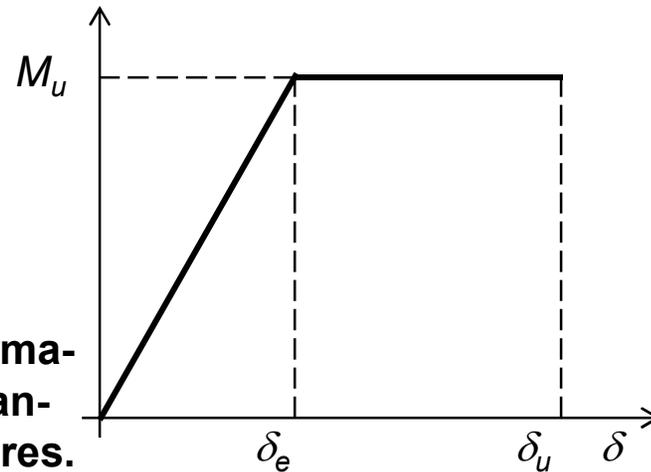
f_{vmo} è la resistenza a taglio media della muratura in assenza di azione assiale

MODELLAZIONE FASCE Muratura Armata

Pure per il momento si assume un diagramma bilineare con valore del momento massimo pari a

$$M = f_{yd} A_s d \left(1 - \frac{f_{yd} A_s}{2k f'_d d t} \right)$$

Con stress-block su sezioni ad armatura agli estremi ($A_s = A'_s$), trascurando il contributo dell'acciaio compres.



Nel caso di collasso per pressoflessione lo spostamento ultimo allo SLC all'estremità della fascia è pari a

$$\delta_u = \frac{1.25 - (1 - \nu)}{100} h \leq 0.01h$$

$$\nu = \frac{H_p}{f_d \cdot b t}$$

f'_d resistenza a compressione della muratura in direzione parallela ai giunti di malta.

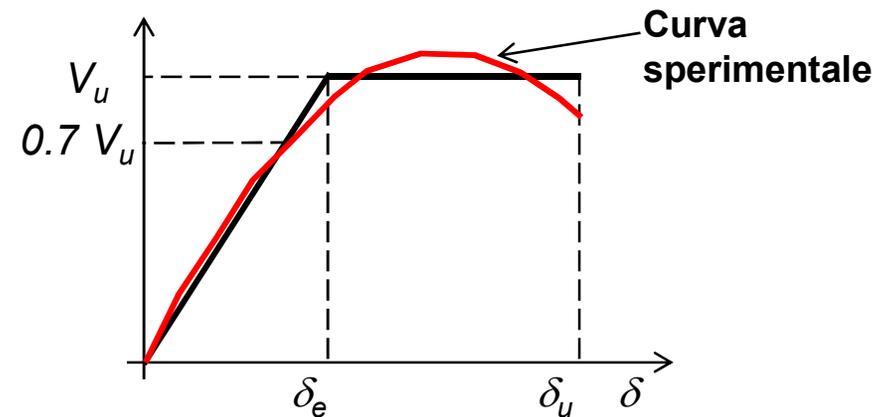
MODELLAZIONE A TAGLIO Muratura Confinata

Per i maschi e traverse si può assumere un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico; i parametri di resistenza e rigidezza possono essere assunti pari a quelli della muratura ordinaria

Si può tener conto del contributo resistente offerto dalle nervature in calcestruzzo ma senza considerare il contributo delle armature.

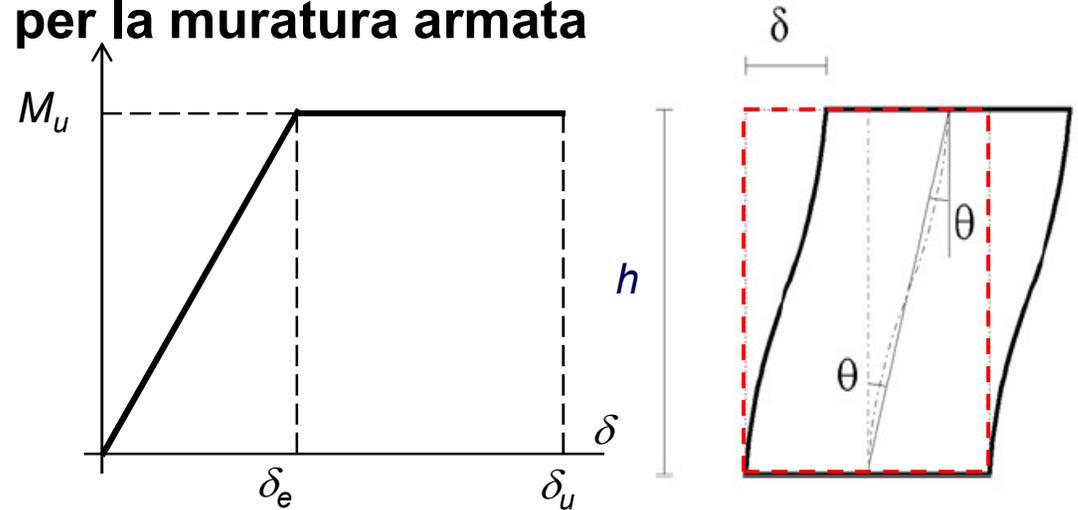
La capacità di spostamento massima allo SLC è

$$\delta_u = 0.005h \quad (\text{allo SLC})$$



MODELLAZIONE A FLESSIONE Muratura Confinata

Si assume un diagramma bilineare con valore del momento massimo calcolato con le relazioni viste per la muratura armata



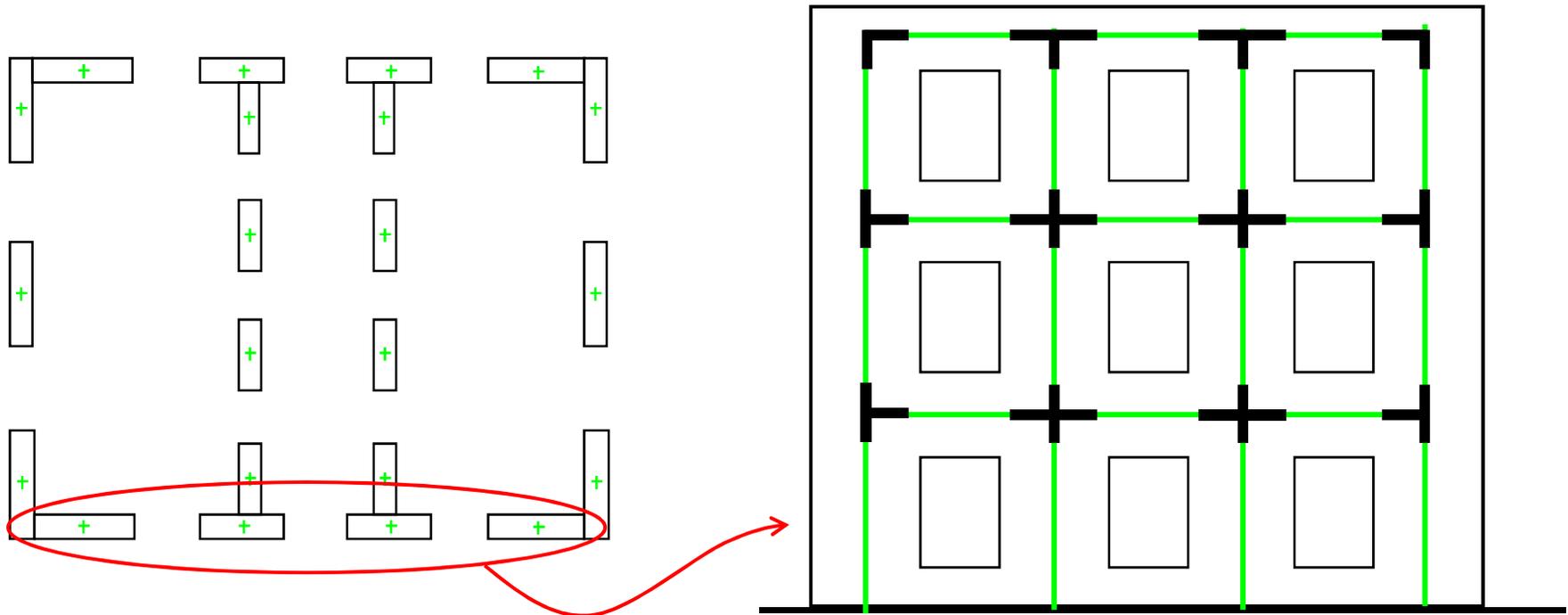
Nel caso di collasso per pressoflessione lo spostamento ultimo allo SLC è pari a

$$\delta_u = \frac{1.5 - (1 - \nu)}{100} h \leq 0.012h$$

$$\nu = \frac{\sigma_o}{f_m} = \frac{N}{f_m b t}$$

PROCEDURA GENERALE

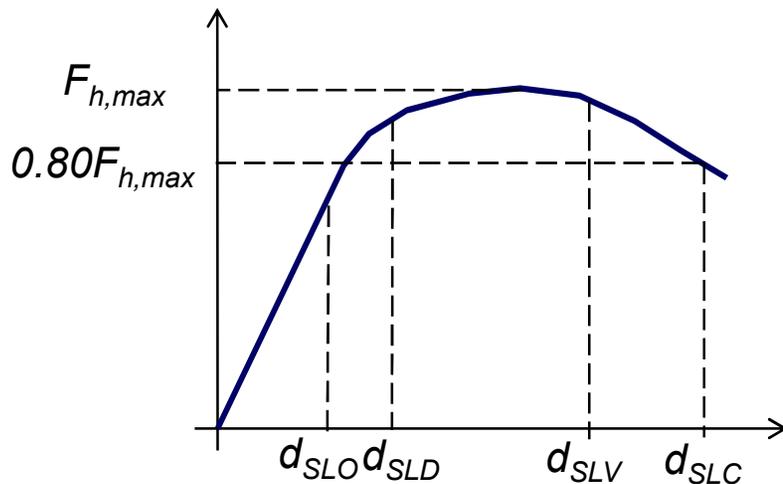
Si schematizza la struttura a telai piani collegati fra loro a livello dei solai da un diaframma rigido (*tre componenti di spostamento orizzontale per piano*)



I tratti rigidi alle estremità delle aste tengono conto delle grosse dimensioni dei nodi di intersezione delle aste

CURVA DI CAPACITA' EDIFICIO

Si considerano le due distribuzioni di forze, una per volta, e si procede all'analisi non lineare scalando la distribuzione di forze in modo da far crescere lo spostamento del punto di controllo fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Si ottiene così la curva di capacità dell'edificio.



Definizione capacità di spostamento diversi SL

SLC quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo oppure quando si ha il cedimento di tutti i maschi di una parete ad un qualunque livello

SLV 3/4 dello spostamento allo SLC

SLD spostamento al valore massimo della forza o quello per il quale si ha il raggiungimento dello spostamento di interpiano limite

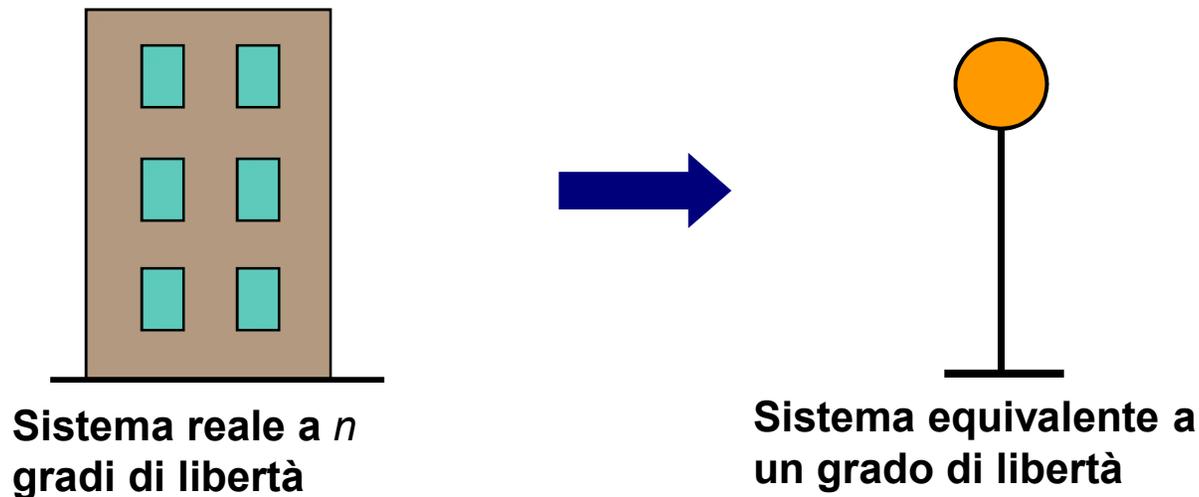
SLO spostamento al valore massimo della forza o quello per il quale si raggiunge 2/3 dello spostamento di interpiano limite

PROCEDIMENTI DI VERIFICA

Il procedimento di verifica per le strutture in muratura è descritto al paragrafo 7.3.4.2 delle NTC2018 e C7.3.4.2 della Circolare 7/2019

Nel procedimento si assume come punto di controllo per la costruzione il baricentro dell'ultimo piano

l'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà



METODO DI VERIFICA

Il metodo si basa sull'assunzione che la risposta di un sistema a più gradi di libertà può essere correlata alla risposta di un sistema equivalente a un grado di libertà con un'appropriata caratteristica isteretica.

Questo implica che il comportamento del sistema M -GDL sia determinato principalmente da un solo modo la cui forma Φ rimane costante durante l'analisi.

Il passaggio dal sistema M -GDL al sistema S -GDL permette di valutare con maggiore semplicità la prestazione richiesta dal sistema preso in considerazione.

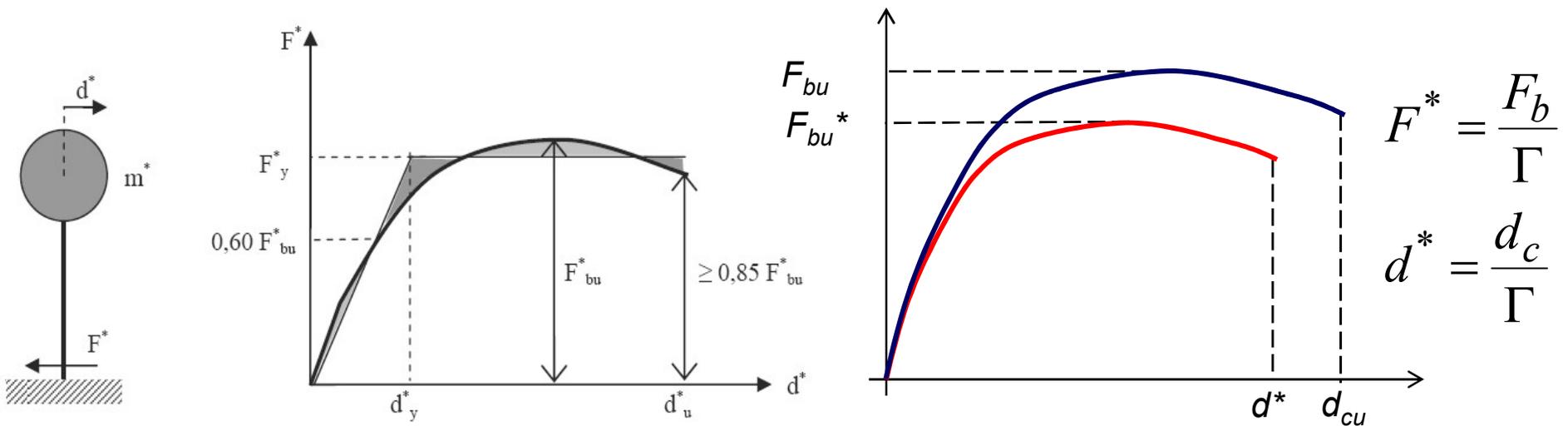
Infatti definito il sistema S -GDL equivalente e calcolato il suo periodo proprio T^* è immediato, con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico in spostamento, dedurre lo spostamento massimo che deve essere in grado di sopportare.

CARATTERISTICHE SISTEMA EQUIVALENTE

Calcolato il vettore Φ corrispondente al primo modo di vibrare della struttura normalizzato rispetto al punto di controllo, il coefficiente di “partecipazione” è definito

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2}$$

In campo elastico la forza F^* e lo spostamento s^* del sistema equivalente sono legati a quelli del sistema M-GDL dalle relazioni



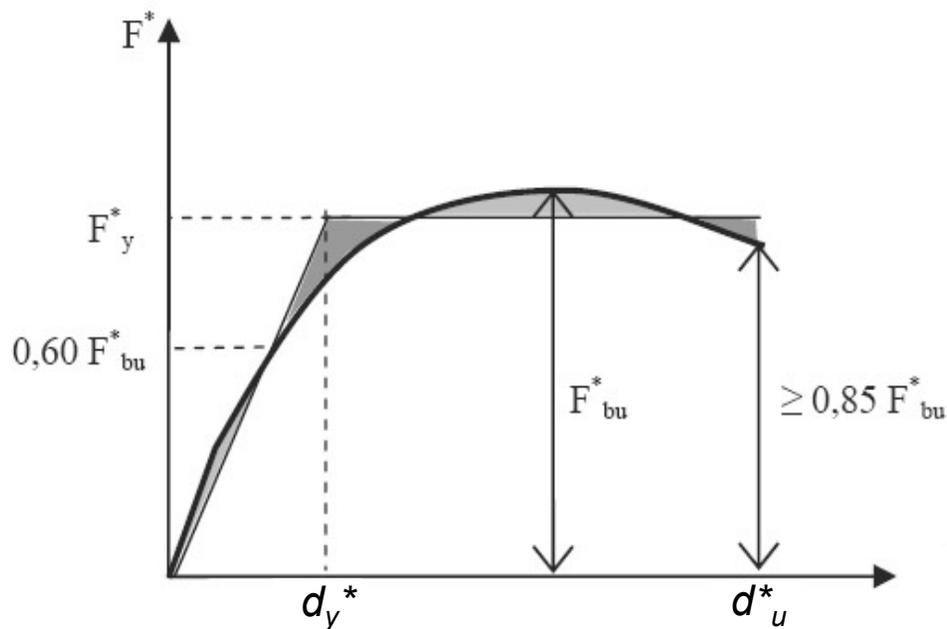
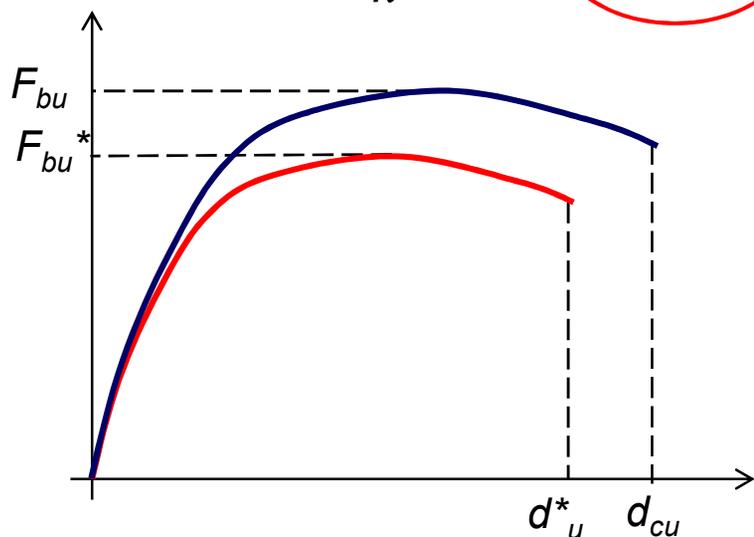
CARATTERISTICHE SISTEMA EQUIVALENTE

Individuato sulla curva $F_b - d_c$ il valore di resistenza massima F_{bu} le coordinate del punto di snervamento del sistema equivalente bilineare sono

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

$$d_u^* = \frac{d_{cu}}{\Gamma}$$

Capacità ultima di spostamento sistema S-GDL



k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente a $0,6F_{bu}^*$.

F_y^* è definita in modo tale da eguagliare le due aree punteggiate

CARATTERISTICHE SISTEMA EQUIVALENTE

Si ricava il periodo proprio elastico del sistema 1-GDL

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad m^* = \sum_{i=1}^l m_i \phi_i^2 \quad l = \text{Numero masse del sistema M-GDL}$$

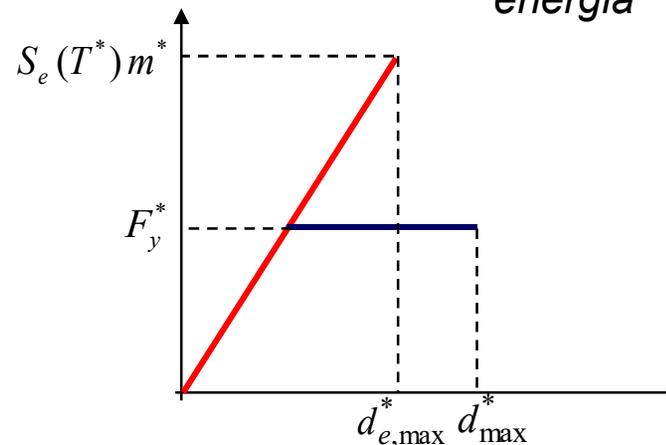
La domanda massima in spostamento del sistema anelastico a S-GDL si ricava da quella di un sistema elastico mediante le relazioni:

➔ $d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*)$ se $T^* \geq T_C$ *Criterio uguale spostamento*

➔ $d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$ se $T^* < T_C$ *Criterio uguale energia*

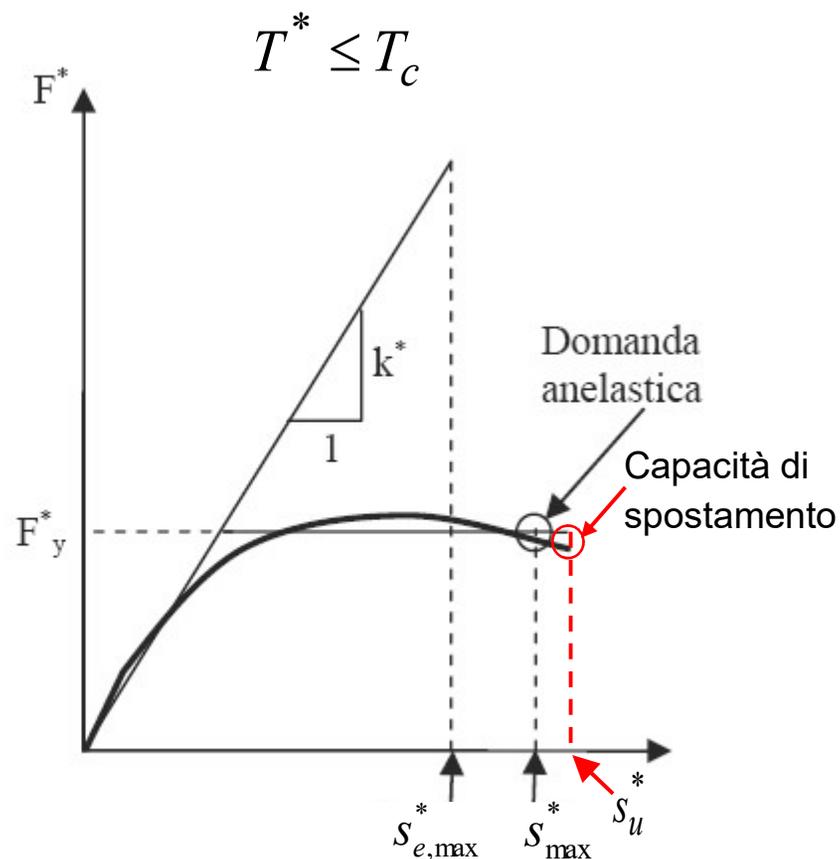
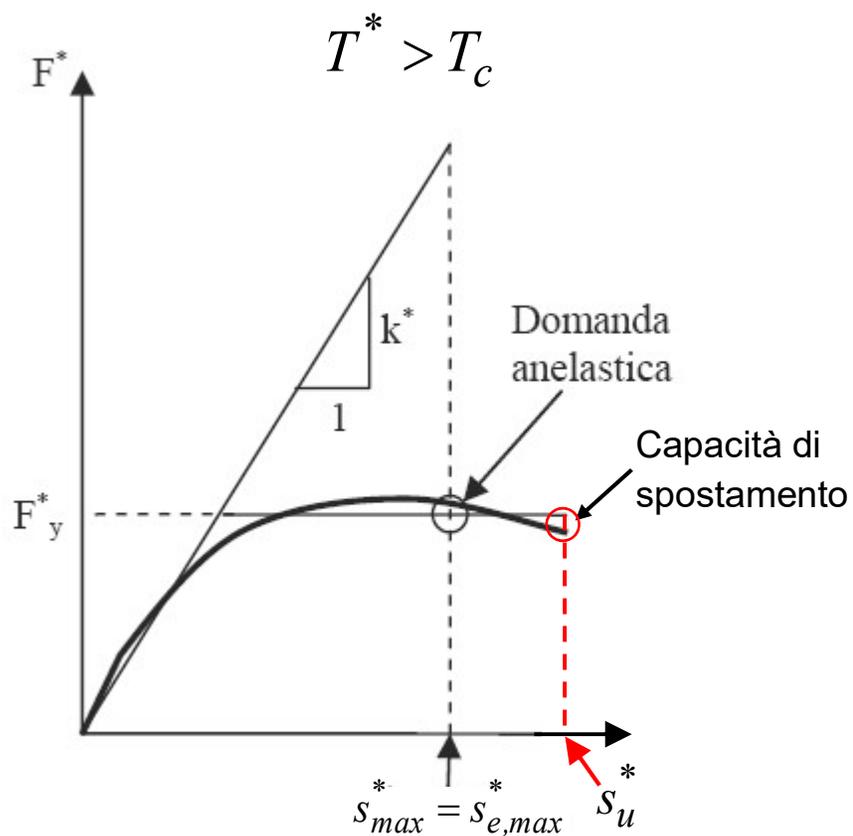
$$q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (\leq 3 \text{ allo SLV})$$

Se risulta $q^* \leq 1$ allora $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$



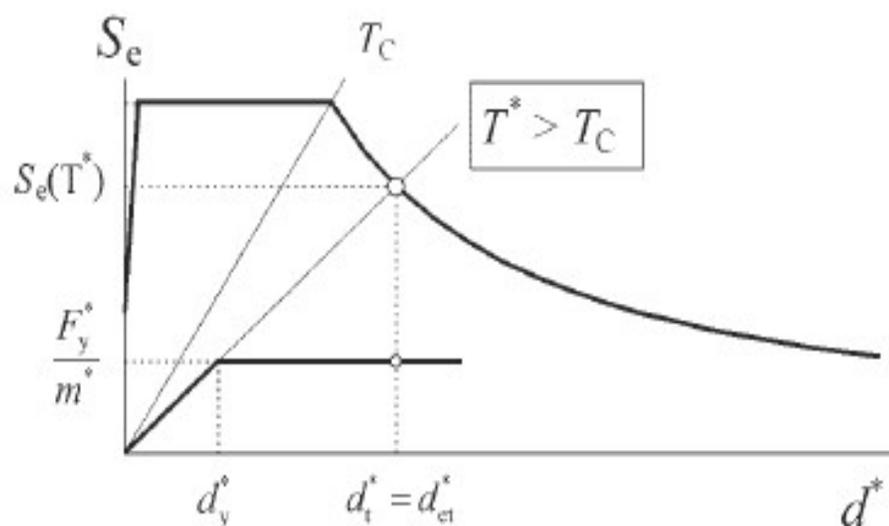
CARATTERISTICHE SISTEMA EQUIVALENTE

Nei due casi, graficamente si ha:

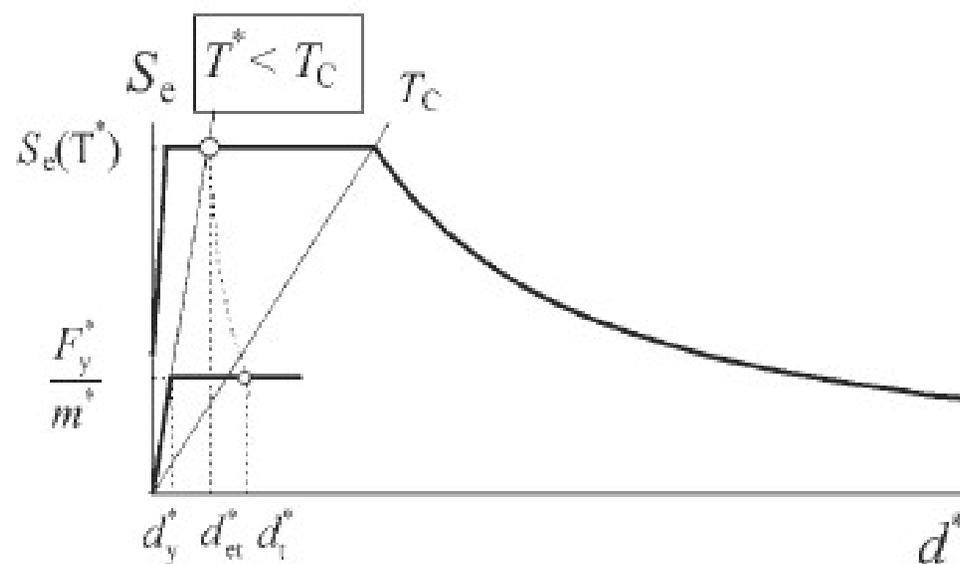


CARATTERISTICHE SISTEMA EQUIVALENTE

Nei due casi, graficamente si ha:



b) Medium and long period range



a) Short period range

VERIFICHE

Per lo SLU deve risultare che la domanda di spostamento sia inferiore o uguale alla capacità di spostamento del sistema equivalente.

$$d_{\max}^* \leq d_u^*$$

Per lo SLD si confrontano i valori effettivi dello spostamento di inter-piano valutati allo step di carico corrispondente al Limite di Danno con i valori limite

$$\max (d_{i+1} - d_i) \leq 0.002 h$$

(muratura ordinaria)

$$\max (d_{i+1} - d_i) \leq 0.003 h$$

(muratura armata)

