

Università di Catania  
Corso di laurea in ingegneria civile strutturale e geotecnica

## **Costruzioni in zona sismica**

Edifici con pareti in c.a.

19-20 dicembre 2012

Aurelio Ghersi

# Pareti in c.a.

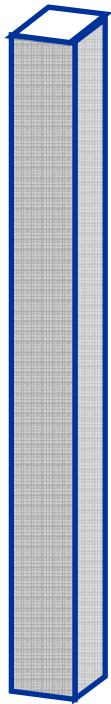
## Perché parlarne ?

- Problemi relativi all'elemento strutturale "parete"
  - Comportamento
  - Modellazione
- Problemi relativi alla tipologia strutturale di edifici con pareti
  - Possibili tipologie
  - Comportamento
  - Modellazione

# Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra

## Pilastro



Pilastro:

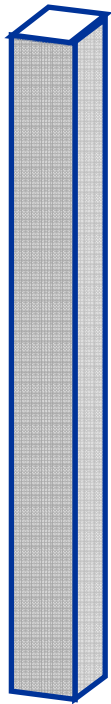
Asta che rispetta i  
requisiti di De Saint  
Venant

La dimensione longitudinale  
è nettamente prevalente  
rispetto alle dimensioni  
della sezione

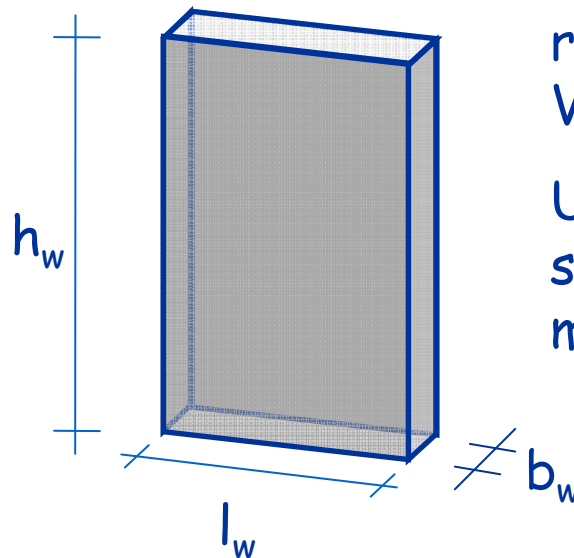
# Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra

Pilastro



Parete



Parete:

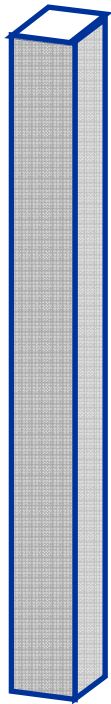
Asta che **non** rispetta i requisiti di De Saint Venant

Una dimensione della sezione è nettamente maggiore rispetto all'altra

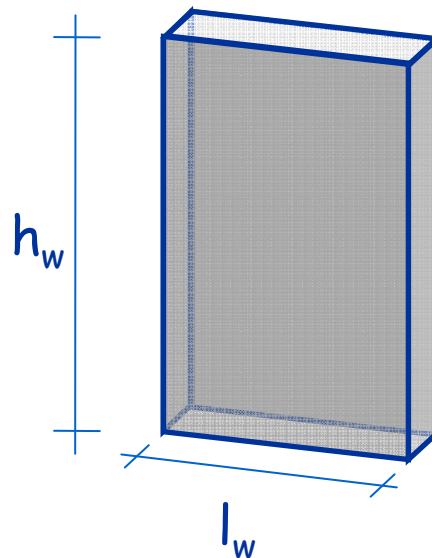
# Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra

Pilastro

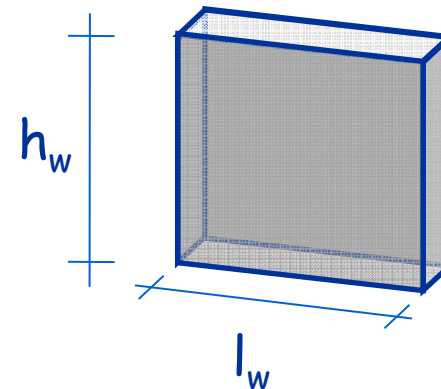


Parete snella



Parete tozza

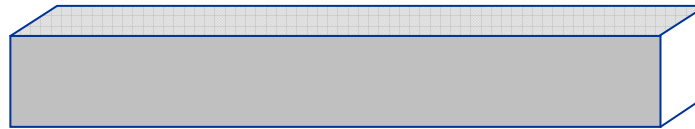
Ulteriori differenze a seconda del rapporto  $h_w / l_w$



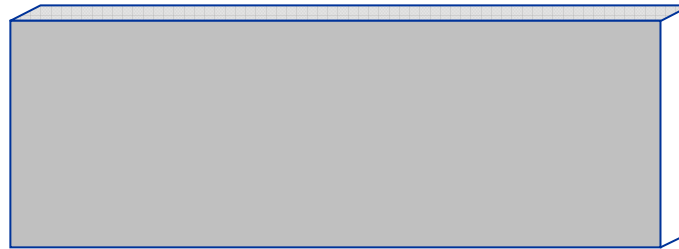
# Elemento strutturale "parete"

- Ma un discorso analogo vale anche per le travi ...

Trave



Trave  
parete



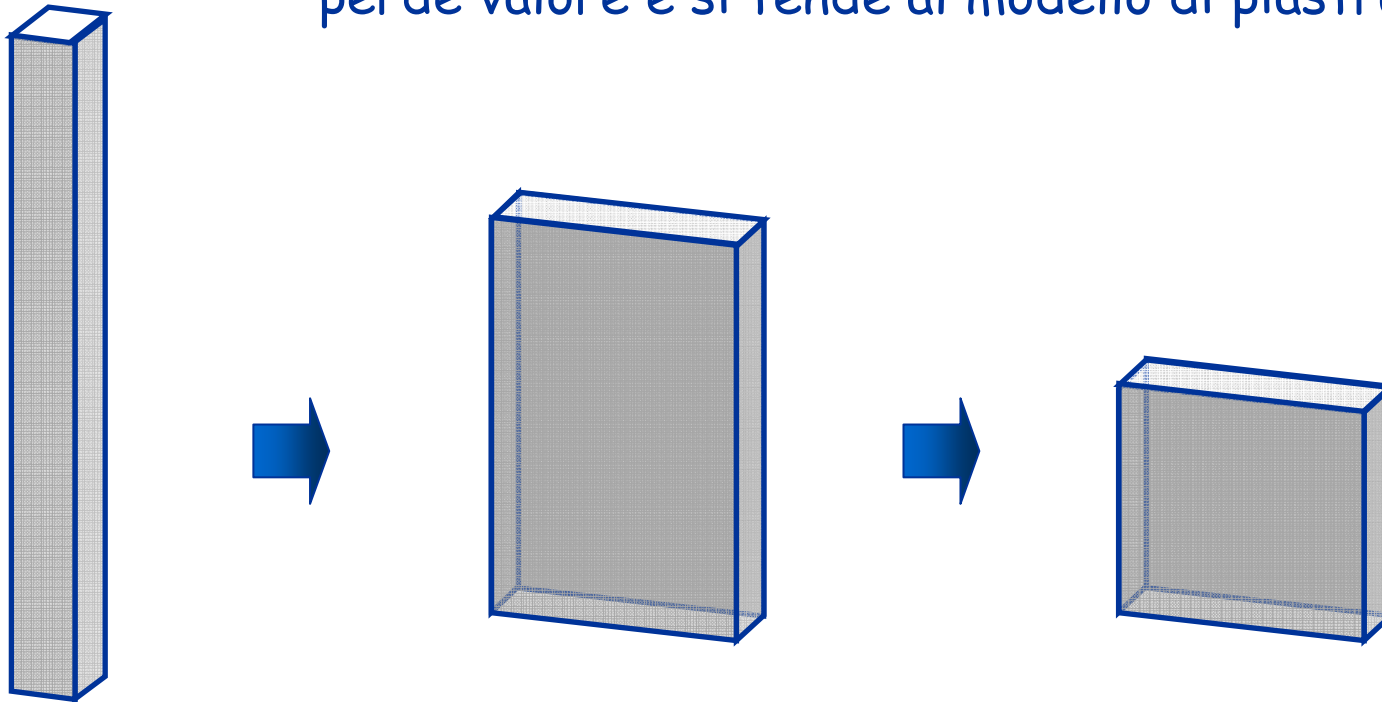
Esempio: trave realizzata come parapetto

Ma anche: travi a spessore molto larghe,  
travi di fondazione molto alte

# Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra

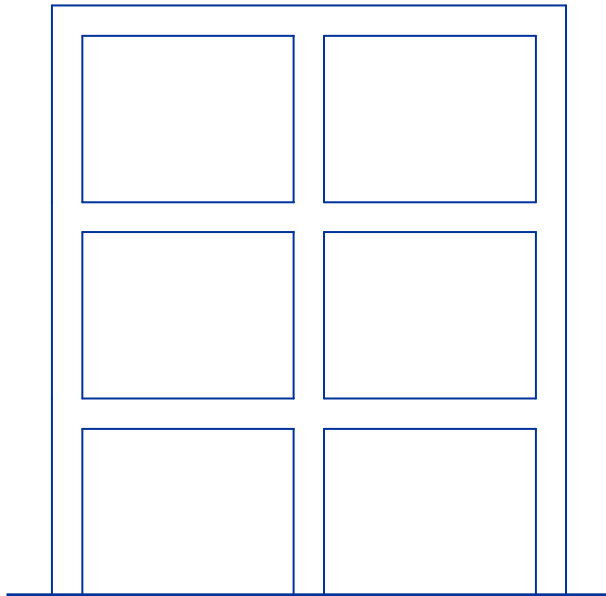
Via via il modello di trave di De Saint Venant perde valore e si tende al modello di piastra



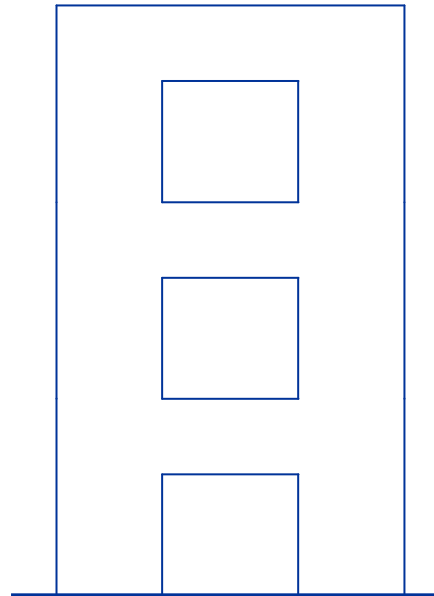
# Tipologia strutturale con pareti

- Dal telaio alle singole pareti

Telaio



Pareti accoppiate



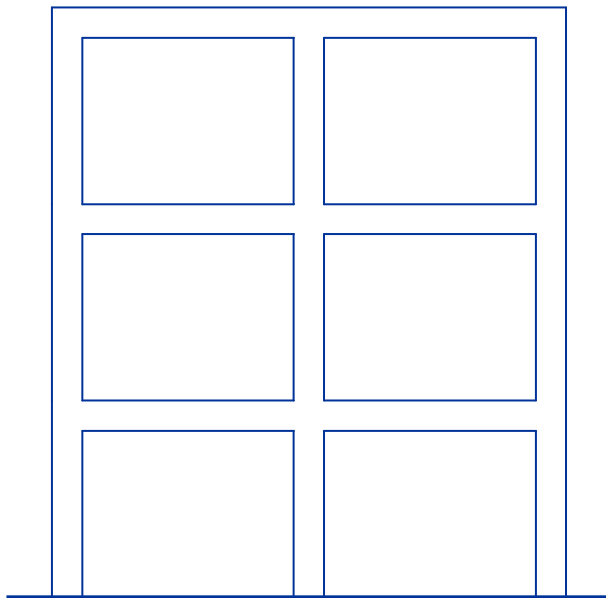
Pareti accoppiate: due pareti vicine tra loro, collegate ai vari piani da una trave rigida. La trave è molto sollecitata a taglio e questo diventa sforzo normale nelle pareti. Il momento ribaltante dell'azione sismica è assorbito in buona parte dalla coppia di sforzi normali



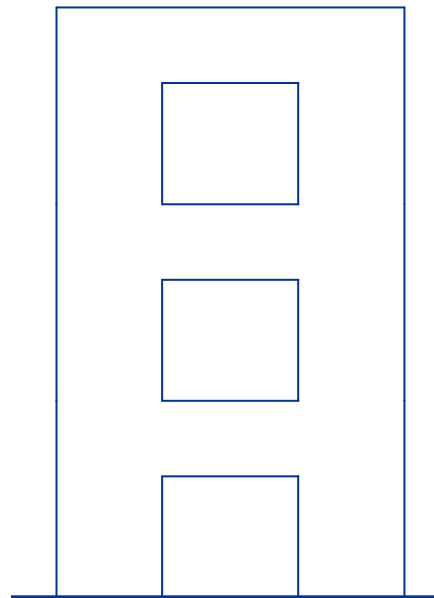
# Tipologia strutturale con pareti

- Dal telaio alle singole pareti

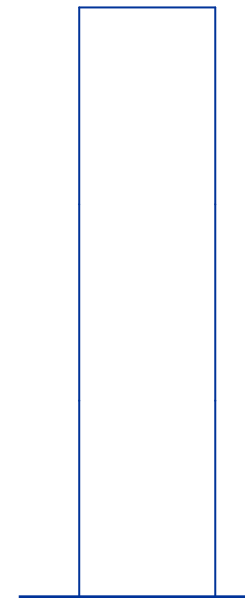
Telaio



Pareti  
accoppiate



Pareti  
singole



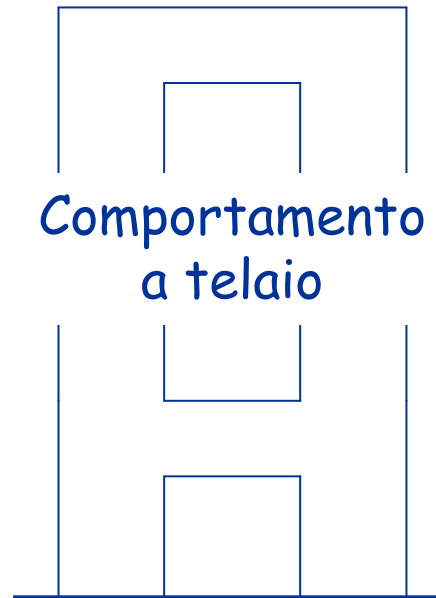
# Tipologia strutturale con pareti

- Dal telaio alle singole pareti

Telaio



Pareti accoppiate



Pareti singole



... e quindi

1. Problemi specifici dell'elemento, man mano che cambia il rapporto tra le tre dimensioni (lunghezza, base e altezza della sezione)
  - Il passaggio è graduale, qualunque limite è convenzionale

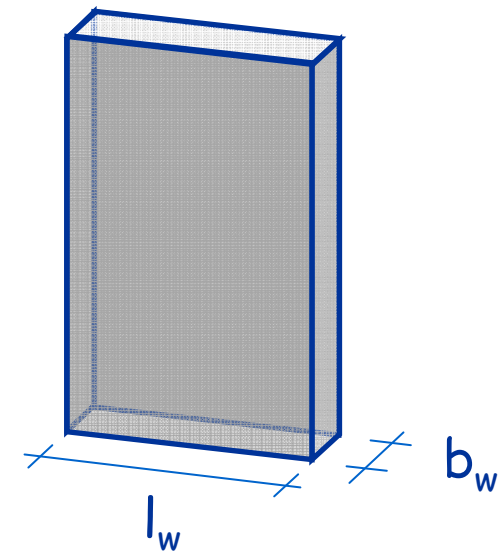
## Secondo la normativa: parete in cemento armato

Elemento strutturale la cui sezione trasversale presenta una dimensione (lunghezza  $l_w$ ) preponderante rispetto all'altra (larghezza  $b_w$ )

Secondo le NTC 08 deve essere:

$$l_w > 4 b_w$$

Il limite è solo orientativo, se il rapporto è 3.9 o 4.1 non cambia gran ché ...



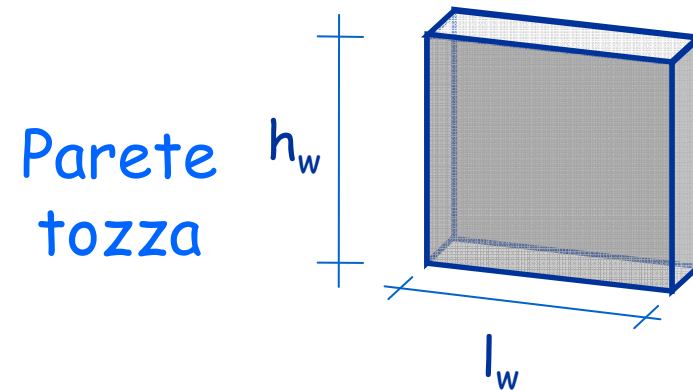
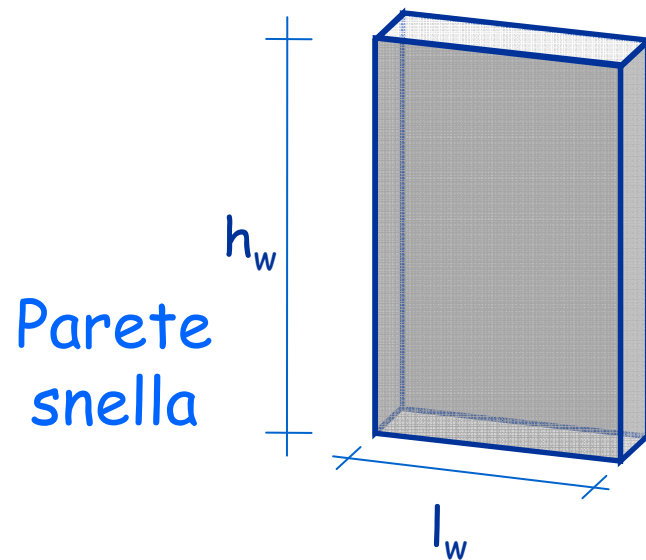
## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

Quando  $h_w \gg l_w$  (parete snella)

Gli effetti delle azioni sono simili a quelli delle travi

Quando  $h_w$  è paragonabile  $l_w$  (parete tozza)

Sono necessari modelli ad hoc

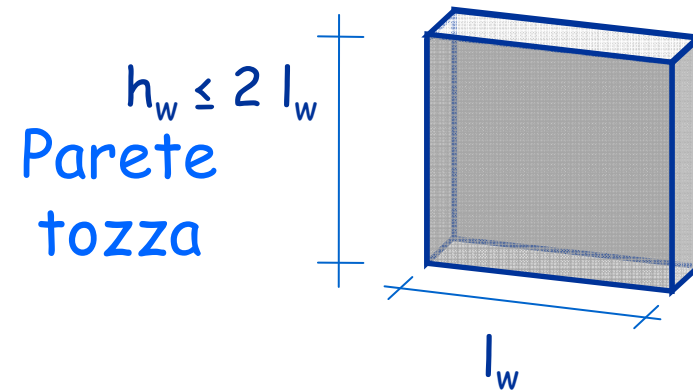
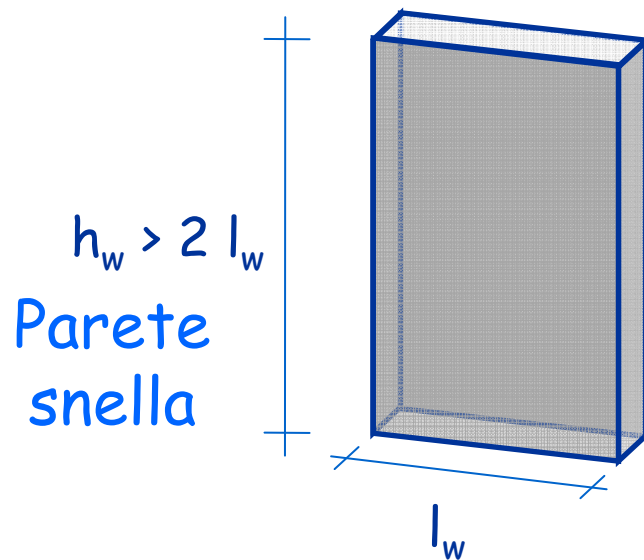


## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

Secondo le NTC 08 la parete è:

- snella quando  $h_w > 2 l_w$
- tozza quando  $h_w \leq 2 l_w$

Limite convenzionale



## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

In realtà le NTC 08 specificano i criteri di verifica in funzione del rapporto  $\alpha_s$

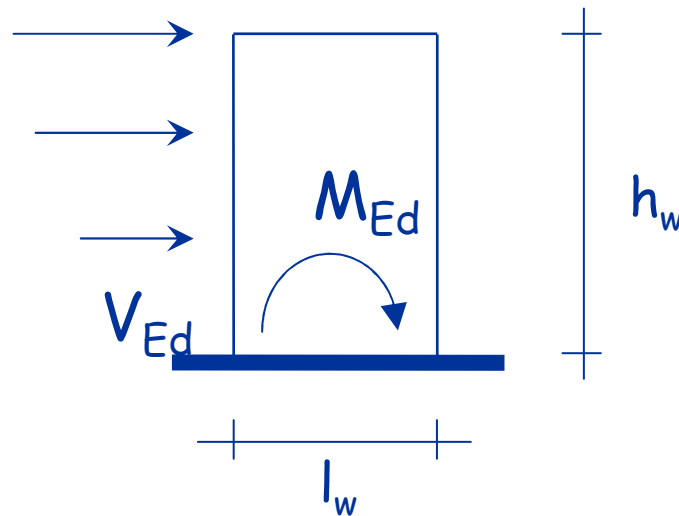
Pareti "snelle"

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} \geq 2$$

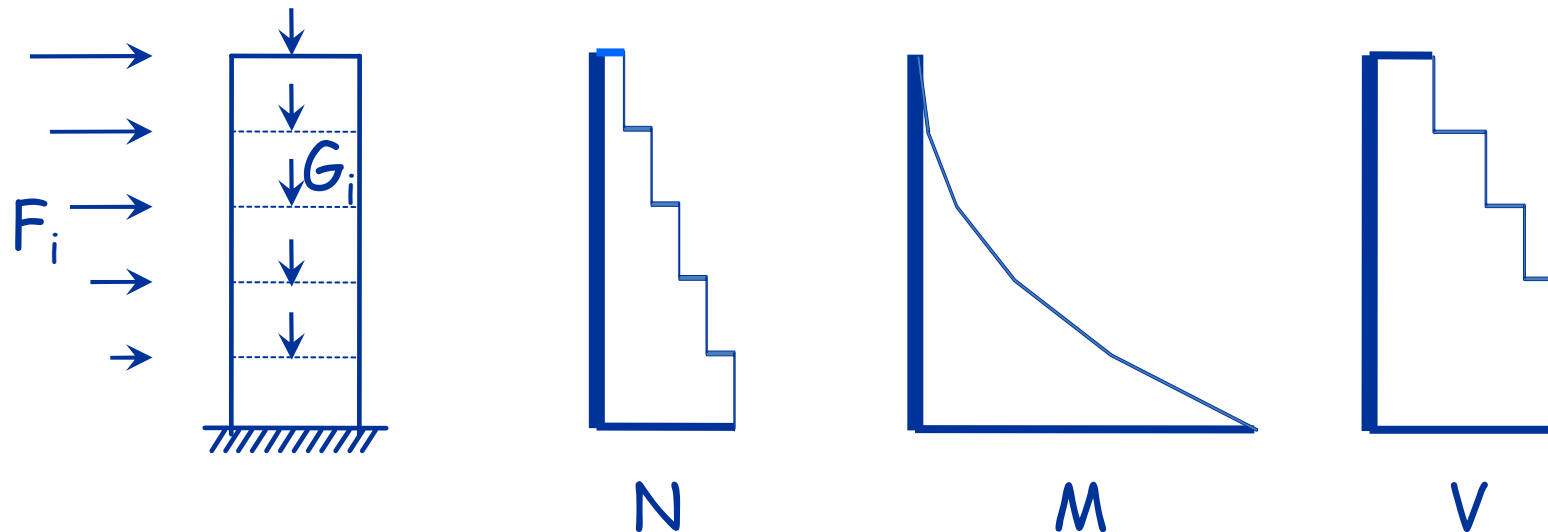
Pareti "tozze"

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} < 2$$

Qui compare  
un altro limite



# Stato di sollecitazione: pareti snelle



Flessione composta

Sforzo normale dovuto ai carichi verticali

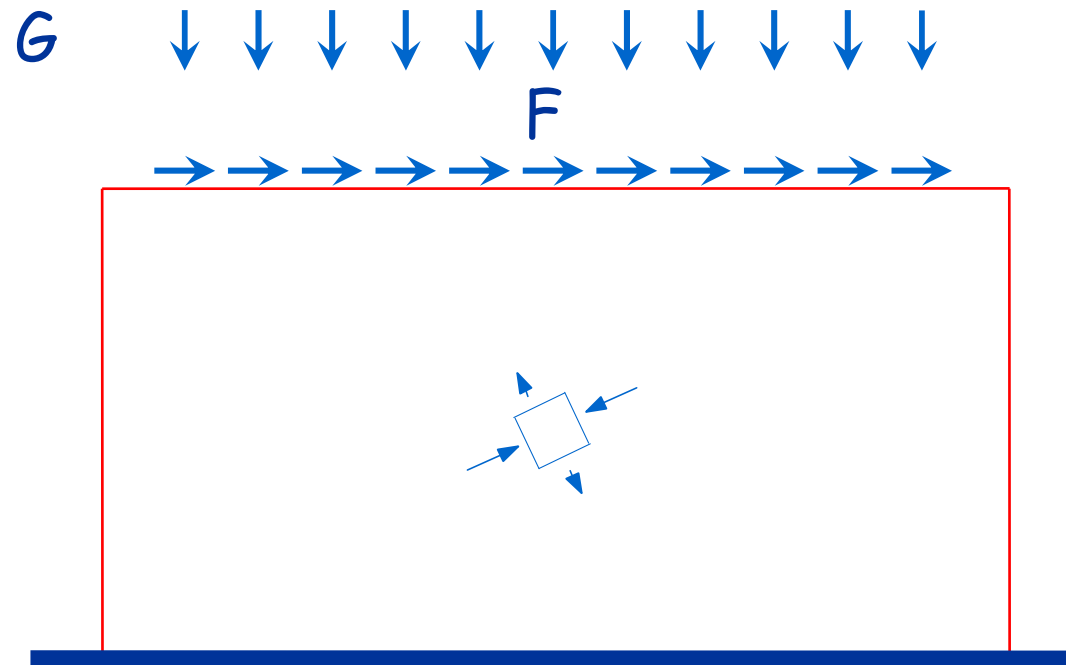
Momento flettente dovuto alle azioni orizzontali

Taglio

Dovuto alle azioni orizzontali



# Stato di sollecitazione: pareti tozze



Si adottano i modelli di comportamento per elementi strutturali tozzi derivanti da:

- analisi dello stato tensionale;
- risultati della sperimentazione.

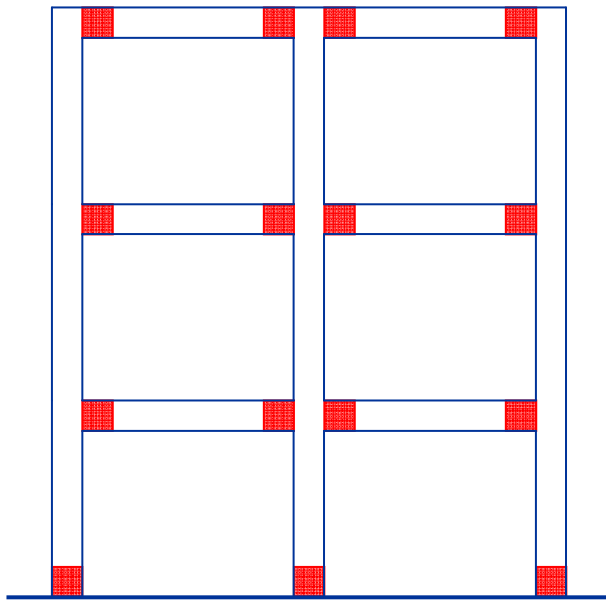
... e quindi

1. Problemi specifici dell'elemento, man mano che cambia il rapporto tra le tre dimensioni (lunghezza, base e altezza della sezione)
  - Il passaggio è graduale, qualunque limite è convenzionale
2. Problemi specifici della tipologia strutturale, man mano che si passa da uno schema fortemente iperstatico (telaio con molti piani e molte campate) ad uno schema sostanzialmente isostatico (mensola)

# Tipologia strutturale con pareti meccanismo di collasso

- Il meccanismo di collasso è legato alla tipologia

## Telaio



Telaio:

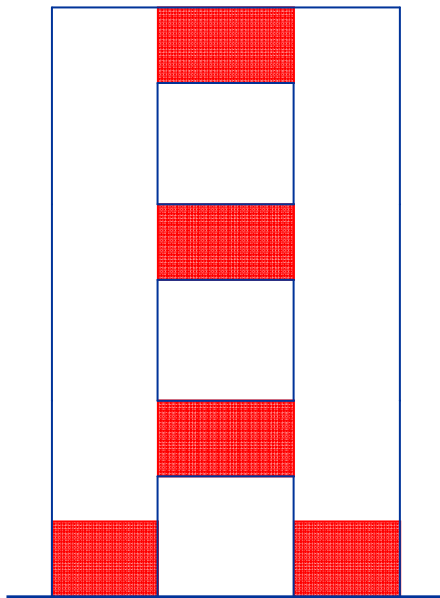
Formazione di cerniere agli estremi delle travi (e al piede dei pilastri del primo ordine)

Meccanismo molto dissipativo, buona duttilità globale

# Tipologia strutturale con pareti meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

Pareti  
accoppiate



Pareti accoppiate:

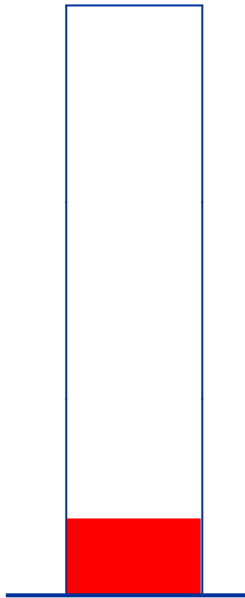
Completa plasticizzazione delle  
travi di accoppiamento (e della  
sezione di base delle pareti)

Meccanismo molto dissipativo,  
buona duttilità globale

# Tipologia strutturale con pareti meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

Pareti  
singole



Pareti singole:

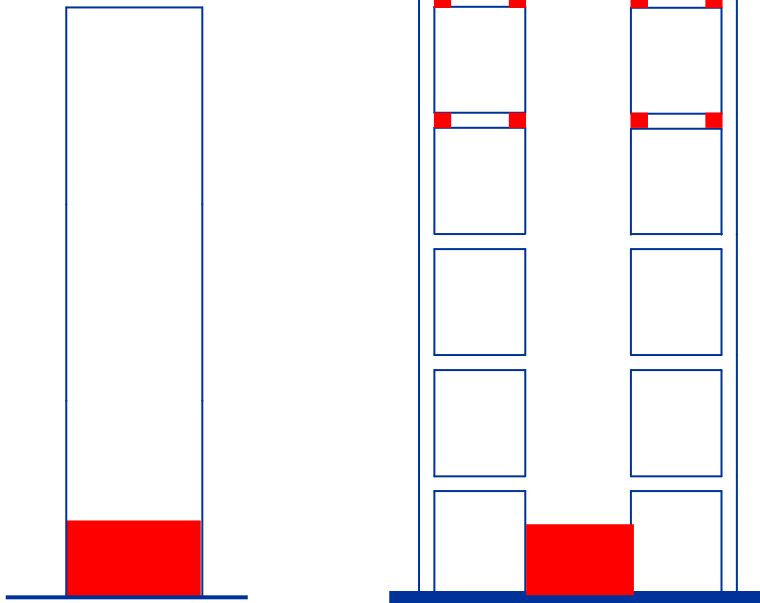
Plasticizzazione della sezione  
di base delle pareti, con rischio  
di rottura a taglio (da evitare)

Meccanismo poco dissipativo,  
modesta duttilità globale

# Tipologia strutturale con pareti meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

Pareti  
singole



Pareti singole:

La contemporanea presenza di pilastri e travi introduce qualche altra plasticizzazione, ma la sostanza non cambia

Meccanismo poco dissipativo, modesta duttilità globale

## Secondo la normativa: classificazione delle tipologie

- *struttura a telaio*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate da un insieme di travi e pilastri che costituiscono un telaio spaziale; si può parlare di struttura a telaio anche in presenza di pareti di modeste dimensioni, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dagli elementi a telaio;
- *struttura a pareti*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate principalmente da pareti<sup>3</sup>; si può parlare di struttura a pareti anche in presenza di pilastri e travi, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dalle pareti;
- *struttura mista telaio-pareti*, nella quale le azioni verticali sono sopportate prevalentemente da un telaio spaziale, mentre quelle orizzontali sono affidate sia al telaio che a pareti in c.a.; in particolare, se almeno il 50% dell'azione orizzontale è affidata a pareti si parla di *struttura mista equivalente a pareti*, nel caso contrario di *struttura mista equivalente a telaio*;

# Commento

## alle indicazioni di normativa

- I limiti indicati (65%, ecc.) sono puramente convenzionali
- L'inserimento della tipologia "struttura mista telaio-pareti (con l'ulteriore distinzione "equivalente a telaio" ed "equivalente a pareti") serve solo per confondere le idee



- L'importante è capire se il comportamento tende a quello di una struttura fortemente iperstatica (telaio a molte campate e molti piani) o sostanzialmente isostatica (singole mensole)
- Il progettista deve impostare la struttura facendo una scelta chiara tra le due possibilità



# Commento

## alle indicazioni di normativa

- La classificazione della normativa è poco chiara e po' essere fuorviante
- Meglio distinguere chiaramente:
  - Strutture a pareti accoppiate  
Hanno un comportamento simile a quello dei telai
  - Strutture a pareti non accoppiate  
Hanno un comportamento specifico, a mensola  
Sono sempre accoppiate a pilastri e travi
- La scelta progettuale deve essere chiara:
  - Se vi sono pareti non accoppiate queste devono portare (alla base) la quasi totalità dell'azione sismica
  - Strutture "miste" che abbiano un comportamento non ben definito devono essere sempre evitate

## Secondo la normativa: classificazione delle tipologie e valori di $q$

Le ordinate dello spettro di progetto sono ottenute dividendo quelle dello spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

Il fattore di struttura tiene conto della duttilità delle sezioni ma anche del comportamento globale della struttura

## Secondo la normativa: classificazione delle tipologie e valori di $q$

$$q = q_0 K_R$$

Dipende da:

- Classe di duttilità dell'edificio
- Duttilità generale della tipologia strutturale
- Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione
- Regolarità dell'edificio

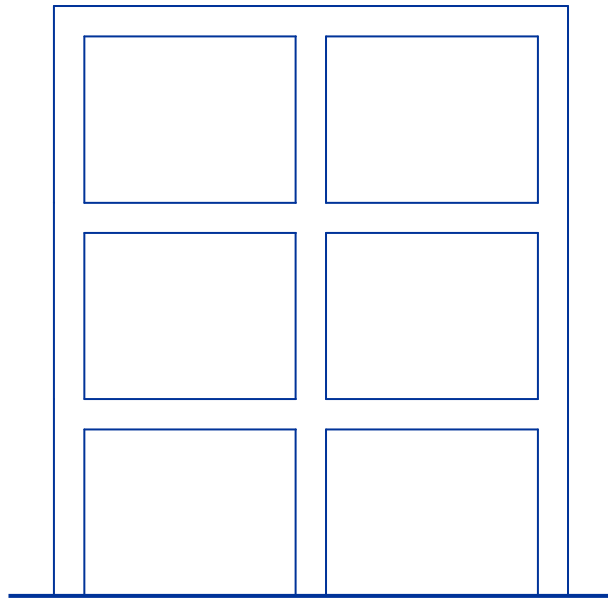


## Secondo la normativa: classificazione delle tipologie e valori di $q$

- Classe di duttilità alta: CD"A"
  - Per garantire questa duttilità, richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo ed impone dettagli costruttivi più severi
  - Ha senso usarla per strutture a telaio e per strutture a pareti accoppiate
- Classe di duttilità media: CD"B"
  - Richiede forze di progetto maggiori
  - Ha senso usarla per strutture a pareti isolate, perché questa tipologia è intrinsecamente meno duttile

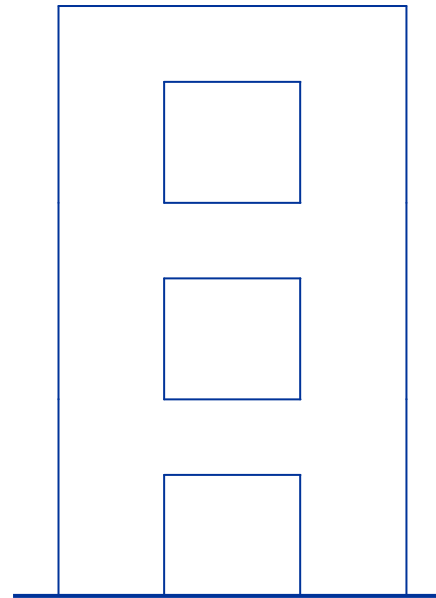
# Comportamento e fattore di struttura $q$

Telaio

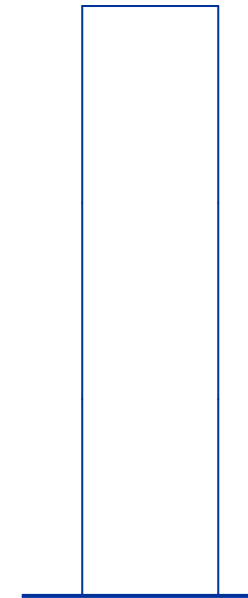


Comportamento dissipativo:  
 $q$  maggiore

Pareti  
accoppiate



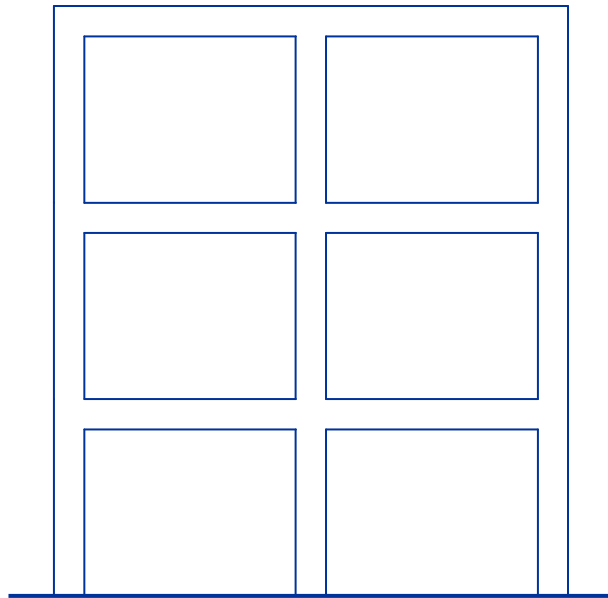
Pareti  
singole



Poco dissipativo:  
 $q$  più basso

# Comportamento e fattore di struttura $q$

Telaio



Comportamento dissipativo:  
 $q$  maggiore

CD "B"

$$q_0 = 3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Telai ad un solo piano

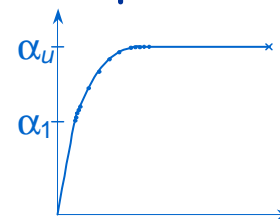
$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.1$$

Telai a più piani ma  
una sola campata

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.2$$

Telai a più piani e più  
campate

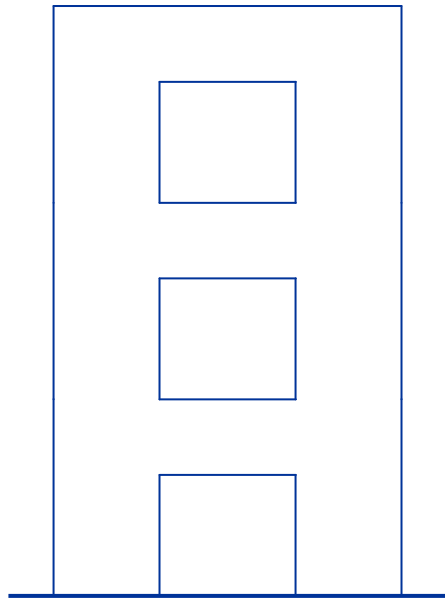
$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.3$$



Potrebbe essere  
determinato anche con  
analisi non lineari

# Comportamento e fattore di struttura $q$

Pareti  
accoppiate



Comportamento dissipativo:  
 $q$  maggiore

CD "B"

$$q_0 = 3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Si usa sempre

CD "A"

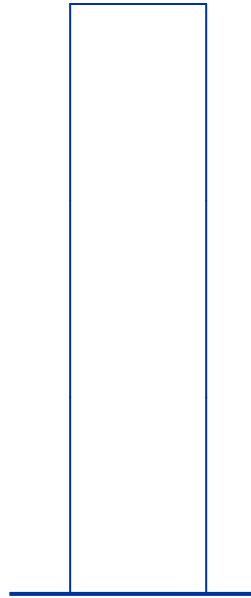
$$q_0 = 4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.2$$

Notare: sono, in sostanza,  
telai a più piani ma una  
sola campata

# Comportamento e fattore di struttura $q$

Pareti  
singole



Poco dissipativo:  
 $q$  più basso

CD "B"

$$q_0 = 3.0$$

Solo due pareti per  
ogni direzione

Più di due pareti per  
ogni direzione

CD "A"

$$q_0 = 4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.0$$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.1$$



## Secondo la normativa: classificazione delle tipologie e valori di $q$

- Influenza della regolarità

	$K_R$
Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

- Ma anche qui c'è da discutere
  - Concentrazione di rigidità per pilastri corti e simili?

## Secondo la normativa: classificazione delle tipologie e valori di $q$

- Ulteriori indicazioni:

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di  $q_0$  devono essere ridotti mediante il fattore  $k_w$

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove  $\alpha_0$  è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli  $\alpha_0$  delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di  $\alpha_0$  per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

$$\alpha_0 = \frac{h_w}{l_w}$$

$K_w$  è minore di 1 per pareti tozze ( $h_w < 2 l_w$ )

# Vantaggi delle strutture con pareti

## Elevata rigidezza

- effetti del secondo ordine ridotti (migliora il comportamento a collasso);
- Riduce il danno agli elementi non-strutturali

Minore sensibilità alla presenza ed alla eventuale distribuzione non regolare degli elementi non strutturali

## Elevata resistenza

Capacità di mantenere la capacità di portare i carichi verticali anche dopo danni significativi

# Importanti distinzioni

- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)
  - Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato
  - Le pareti possono essere considerate come "pareti estese debolmente armate"
- Edifici con pareti estese a tutta altezza
  - È questa la reale tipologia di "edificio a pareti"

L'elemento parete

Flessione composta

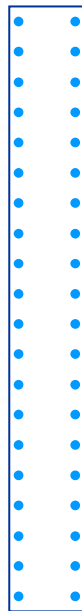
# Flessione composta per le pareti

Come disporre le barre di armatura?

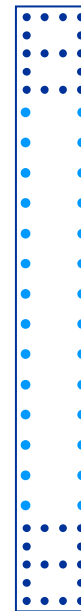
- L'armatura è costituita da tante barre: occorre decidere come disporle



concentrata  
agli estremi  
(su più strati)



distribuita  
uniformemente



un po' distribuita e  
un po' concentrata

# Distribuzione dell'armatura e proprietà della parete

- Resistenza  
Capacità di portare momento flettente
- Duttilità  
Capacità di deformarsi plasticamente  
Duttilità = rapporto tra curvatura ultima e  
curvatura allo snervamento dell'armatura tesa
- Influenza della distribuzione dell'armatura:  
Studio di Cardenas e Magura, 1973

# Studio di Cardenas e Magura

Riproduce (analiticamente) il comportamento della parete sotto l'effetto di un momento flettente crescente fino al collasso per valutare

- Momento resistente
- Duttilità disponibile

Considera sezioni con diverse quantità d'armatura

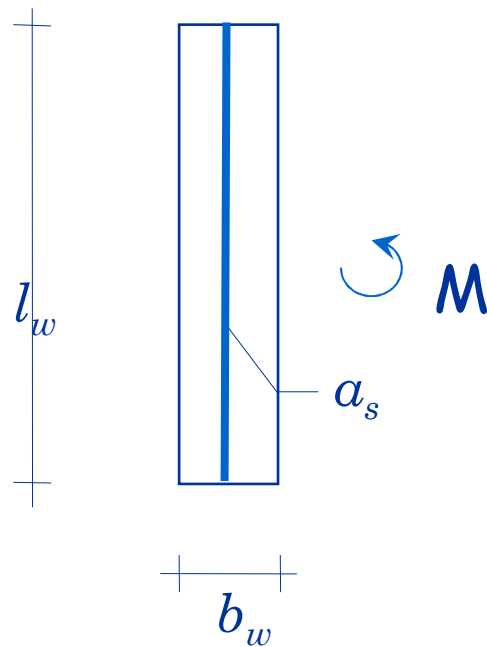
Considera due distribuzioni di armature

- Distribuita uniformemente
- Concentrata prevalentemente alle estremità



# Studio di Cardenas e Magura procedimento

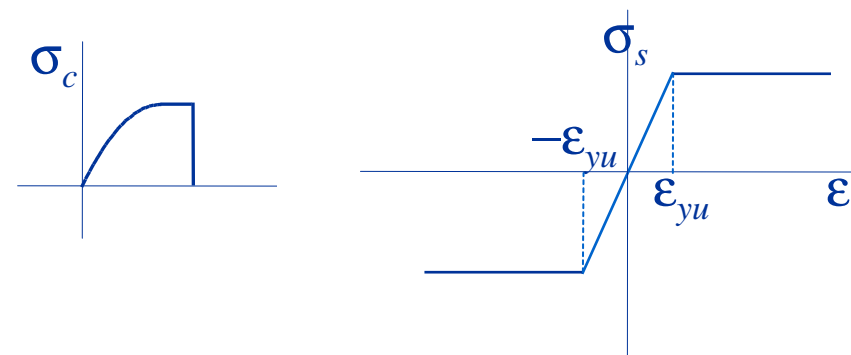
- Si considera nullo lo sforzo normale
- Si fa crescere il momento flettente fino al collasso



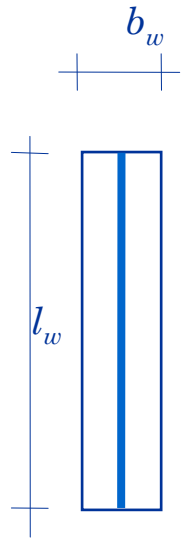
Sezione:  $b_w=20$  cm,  $l_w=500$  cm

Materiali: Calcestruzzo C25/30  
Acciaio B450

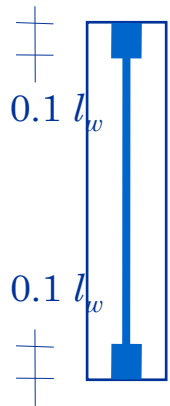
Legami  $\sigma$ - $\epsilon$



# Studio di Cardenas e Magura risultati

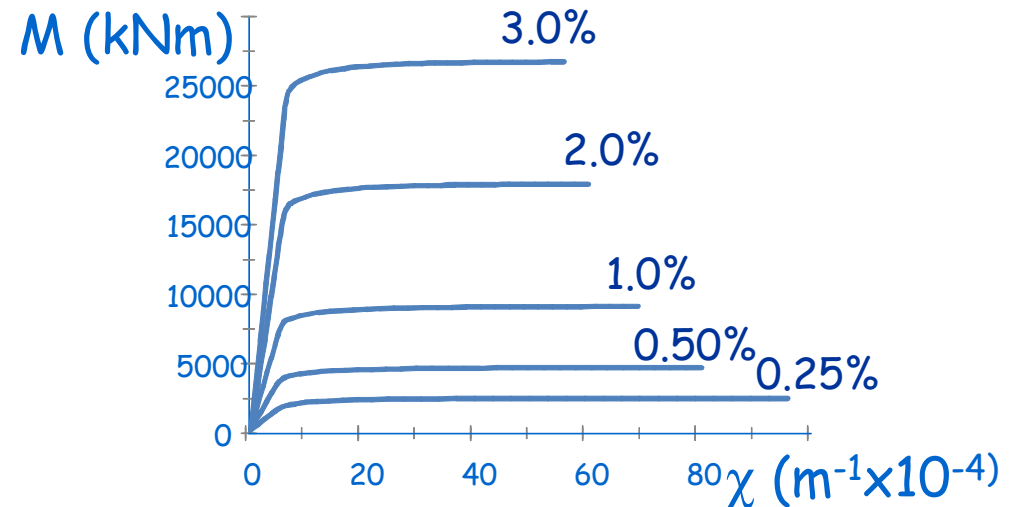
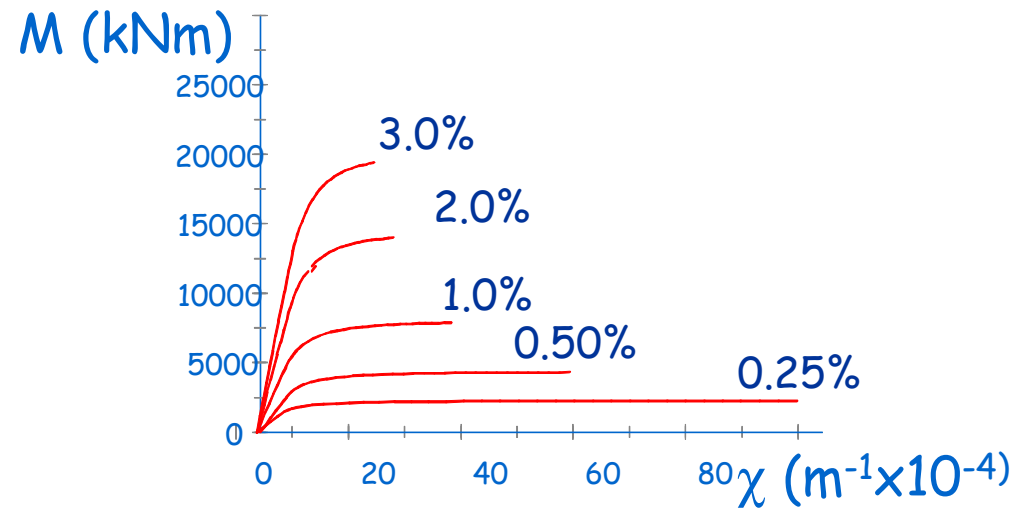


$A_s$  uniformemente distribuita lungo la sezione

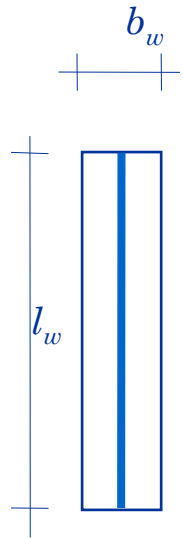


$A_s = 0.25\% b_w l_w$  uniformemente distribuita

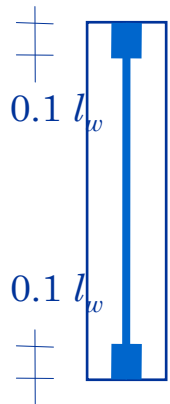
Il resto di  $A_s$  concentrato agli estremi



# Studio di Cardenas e Magura risultati

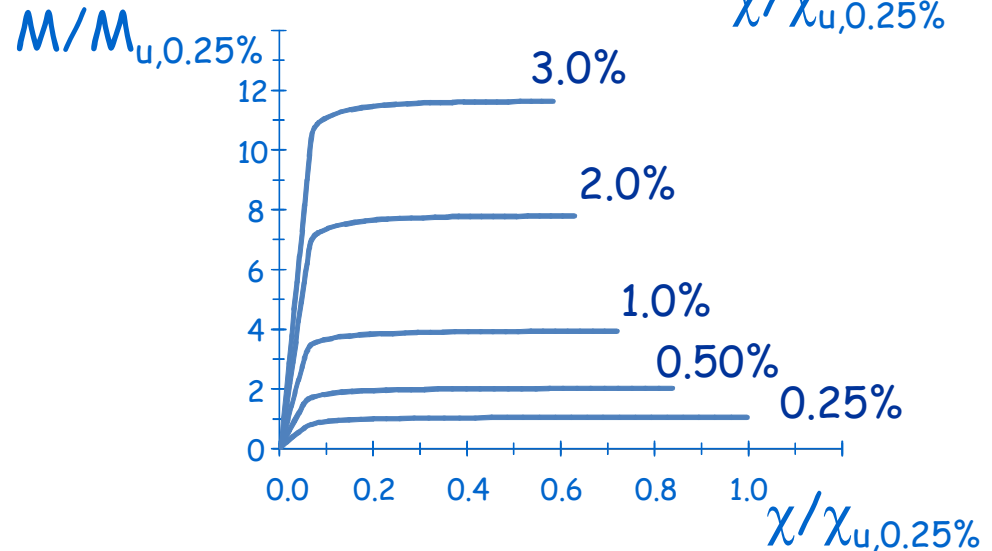
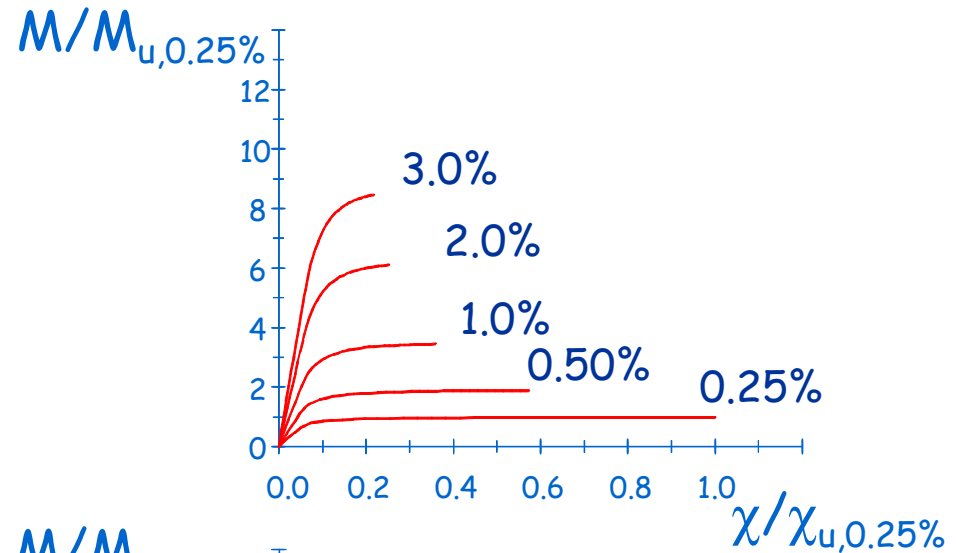


$A_s$  uniformemente  
distribuita lungo  
la sezione



$A_s = 0.25\% b_w l_w$   
uniformemente  
distribuita

Il resto di  $A_s$   
concentrato agli  
estremi



# Studio di Cardenas e Magura

## risultati

- Armatura con distribuzione uniforme
  - Aumentando la quantità di armatura si aumenta il momento resistente ma si riduce pesantemente la duttilità
- Armatura prevalentemente alle estremità
  - A parità di armatura complessiva si ottiene un momento resistente superiore a quella precedente
  - All'aumentare della quantità di armatura la riduzione di duttilità disponibile è inferiore



Conviene concentrare l'armatura alle estremità

# Indicazioni di normativa

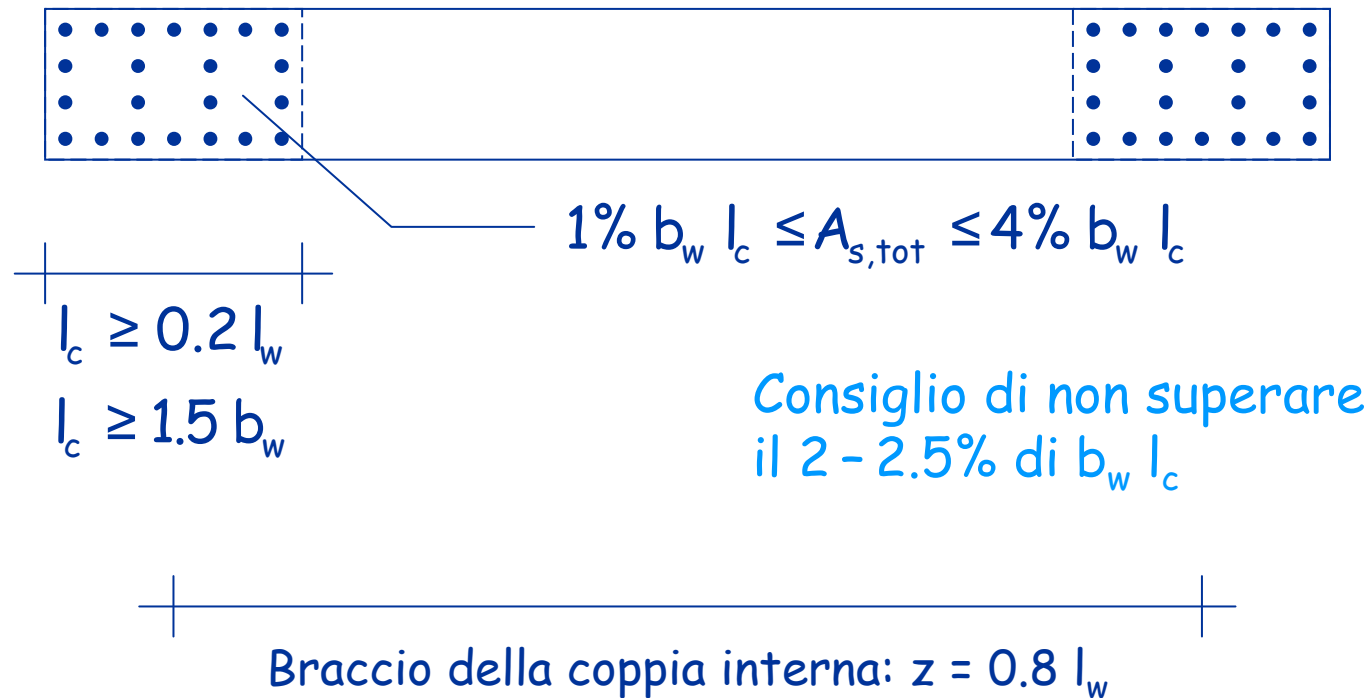
## zone di estremità

- Individuare zone alle estremità della sezione della parete, nelle quali è disposta una buona quantità di armatura longitudinale, ben confinata
  - La zona confinata deve estendersi per un tratto  $l_c$  fino a raggiungere il "punto dove il calcestruzzo non confinato può frantumarsi ed essere espulso per le grandi deformazioni di compressione"  
Eurocodice 8, punto 5.4.3.4.2(6)
  - La zona confinata deve estendersi per un tratto  $l_c$  "pari al 20% della lunghezza  $l_w$  in pianta della parete stessa e comunque non inferiore a 1.5 volte lo spessore della parete"  
NTC08, punto 7.4.6.2.4

# Indicazioni di normativa

## zone di estremità

- Nella zona confinata si deve disporre una armatura longitudinale adeguata



# Indicazioni di normativa

## zone di estremità

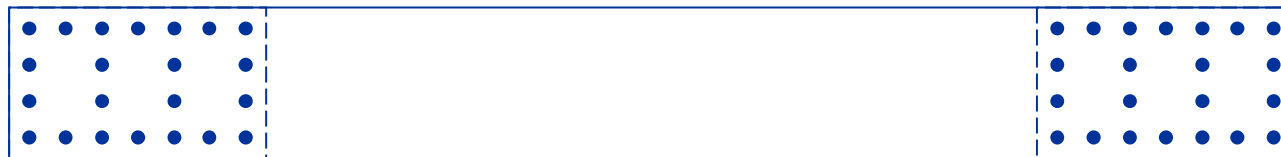
- Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza "confinata"  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta  $l$  della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico  $\rho$  dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

# Indicazioni di normativa

## zone di estremità

- Durante il sisma la compressione che le zone confinate della parete devono sostenere ciclicamente è elevata





## Instabilità delle barre



27-02-2010 , Cile



Foto P. Fajfar

## Le staffe si possono aprire o rompere



27-02-2010 , Cile



Foto P. Fajfar

# Disgregamento del nucleo di calcestruzzo



27-02-2010 , Cile



Foto P. Fajfar

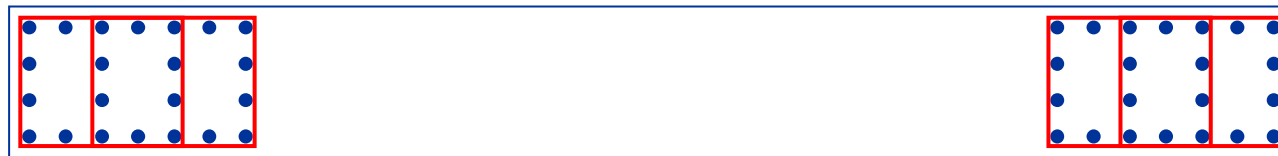


# Indicazioni di normativa zone di estremità

- Durante il sisma la compressione che le zone confinate della parete devono sostenere ciclicamente è elevata



Per prevenire l'instabilità delle barre delle zone confinate e la disgregazione del nucleo di calcestruzzo occorre disporre una buona staffatura



Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

# Indicazioni di normativa

## zone di estremità

- Le prescrizioni valgono per la "zona critica" della parete

### Zona critica

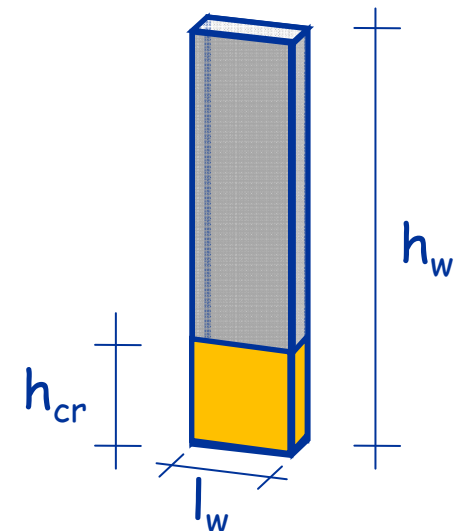
È quella parte della parete che sarà interessata dalle deformazioni plastiche, ovvero ...

... la porzione di parete di altezza  $h_{cr}$  al di sopra dell'incastro

$$h_{cr} = \max (l_w, h_w / 6)$$

$$h_{cr} \leq h_{1 \text{ piano}} \quad \text{per edifici fino a 6 piani}$$

$$h_{cr} \leq h_{2 \text{ piani}} \quad \text{edifici con più di 6 piani}$$



# Indicazioni di normativa

## zone di estremità

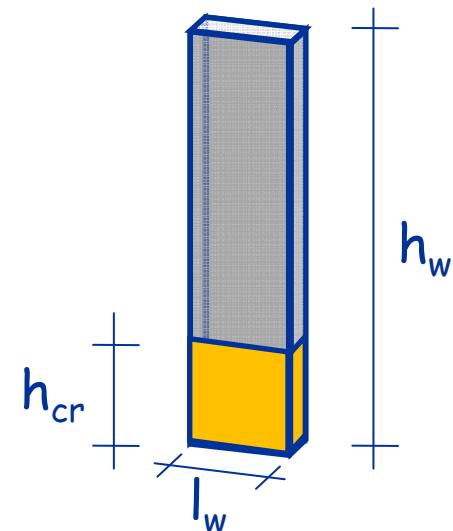
- Le prescrizioni valgono per la "zona critica" della parete

### Zona critica

È quella parte della parete che sarà interessata dalle deformazioni plastiche

### Al di fuori della zona critica

È comunque opportuno tenere presente le indicazioni precedenti, sia pure in maniera più blanda



# Indicazioni di normativa altre prescrizioni

## In tutta la parete

- Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad  $1/10$  dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato

## Nella zona centrale

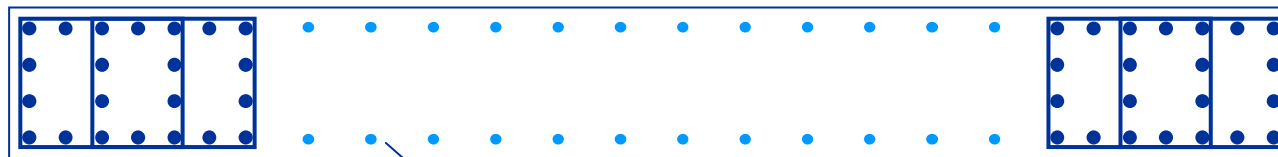
- Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0.2%, per controllare la fessurazione da taglio

# Indicazioni di normativa

## zona centrale

- Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0.2%, per controllare la fessurazione da taglio

Questa armatura è sufficiente anche per la fessurazione da flessione nel piano di maggior rigidezza



$$A_s \geq 0.2\% A_c$$

Per flessione nel piano debole è tesa solo una fila di barre ed il minimo sarebbe  $0.15\% A_{c,tesa}$ , ovvero  $0.3\% A_{c,tot}$   
Questa flessione è però in genere trascurabile



# Verifica a flessione composta con armatura diffusa - formule approssimate

È possibile utilizzare formule approssimate

(vedi: A. Gherzi, Il cemento armato, 2010, pag. 306 e seguenti;  
A. Gherzi, P. Lenza, Edifici antisismici in c.a., 2009, pag. 217-218)

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[ 1 - \left| \frac{N_{Rd} + V_M N_{c,max}}{V_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right]$$

L'espressione generale è modificata tenendo conto che:

- L'armatura diffusa lungo tutta la parete fornisce un contributo flessionale ridotto a circa il 40% rispetto al caso di armatura concentrata agli estremi

# Verifica a flessione composta

## con armatura diffusa - formule approssimate

Formule semplificate nel caso di parete (di sezione  $b_w l_w$ ) con armatura diffusa

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[ 1 - \left| \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right]$$

$$N_{c,max} = b_w l_w f_{cd}$$

$$N_{s,max} = 2 A_{s,par} f_{yd}$$

$$M_{c,max} = 0.12 b_w l_w^2 f_{cd}$$

$$M_{s,max} = 0.4 A_{s,par} l_w f_{yd}$$

$$v_M = 0.48$$

$$m = 2$$

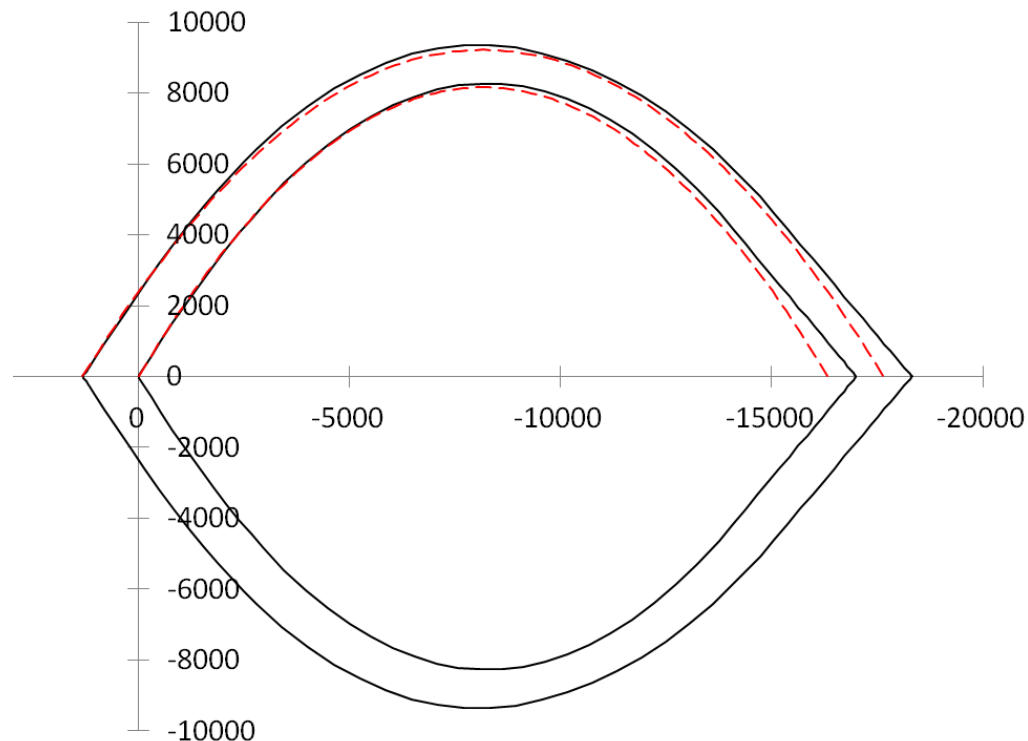
Nota:  
per armatura diffusa meglio  
usare sempre  $m=2$

con  $A_{s,par}$  = armatura distribuita (lungo un lato della parete)

# Confronto per armatura diffusa

## formula approssimata - valori esatti

- Sezione usata come esempio:  
differenze tra formula approssimata (in rosso) e  
valori esatti (in nero)



# Verifica a flessione composta con armatura concentrata - formule approssimate

È possibile utilizzare formule approssimate

(vedi: A. Gherzi, Il cemento armato, 2010, pag. 306 e seguenti;  
A. Gherzi, P. Lenza, Edifici antisismici in c.a., 2009, pag. 217-218)

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[ 1 - \left| \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right]$$

L'espressione generale è modificata tenendo conto che:

- L'armatura concentrata è disposta in un tratto  $0.2 l_w$

# Verifica a flessione composta

con armatura concentrata - formule approssimate

Formule semplificate nel caso di parete (di sezione  $b_w l_w$ ) con armatura concentrata in  $0.2 l_w$

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[ 1 - \left| \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right]$$

$$N_{c,max} = b_w l_w f_{cd}$$

$$N_{s,max} = A_{s,estr} f_{yd}$$

$$M_{c,max} = 0.12 b_w l_w^2 f_{cd}$$

$$M_{s,max} = 0.8 A_{s,estr} l_w f_{yd}$$

$$v_M = 0.48$$

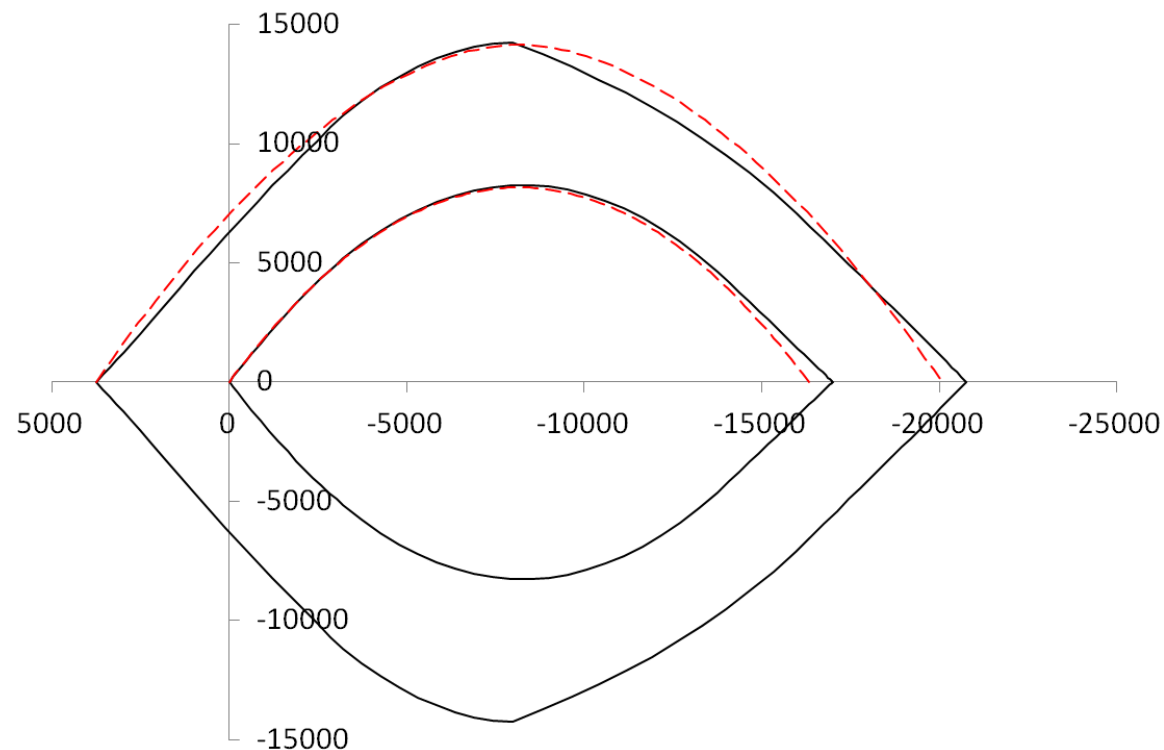
$$m = 1 + \frac{1}{1 + 2 N_{s,max} / N_{c,max}}$$

con  $A_{s,estr}$  = armatura all'estremità (nel singolo estremo)

# Confronto per armatura concentrata

## formula approssimata - valori esatti

- Sezione 30x400, con  $A_{s,estr}=2\%$ :  
differenze tra formula approssimata (in rosso) e  
valori esatti (in nero)



# Verifica a flessione composta con armatura concentrata e distribuita

È possibile utilizzare formule approssimate

(vedi: A. Gherzi, Il cemento armato, 2010, pag. 306 e seguenti;  
A. Gherzi, P. Lenza, Edifici antisismici in c.a., 2009, pag. 217-218)

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[ 1 - \left| \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right]$$

L'espressione generale è modificata tenendo conto che:

- L'armatura concentrata è disposta in un tratto  $0.2 l_w$
- L'armatura diffusa è disposta nel tratto centrale  $0.6 l_w$

# Verifica a flessione composta con armatura concentrata e distribuita

Formule semplificate nel caso di parete con  
armatura diffusa

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[ 1 - \left| \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right]$$

$$N_{c,max} = b_w l_w f_{cd}$$

$$N_{s-e,max} = 2 A_{s,estr} f_{yd}$$

$$N_{s-p,max} = 2 A_{s,par} f_{yd}$$

$$M_{c,max} = 0.12 b_w l_w^2 f_{cd}$$

$$M_{s-e,max} = 0.8 A_{s,estr} l_w f_{yd}$$

$$M_{s-p,max} = 0.2 A_{s,par} l_w f_{yd}$$

$$v_M = 0.48 \quad m = 1 + \frac{1}{1 + 2 N_{s-e,max} / N_{c,max}}$$

con  $A_{s,estr}$  = armatura all'estremità (nel singolo estremo)

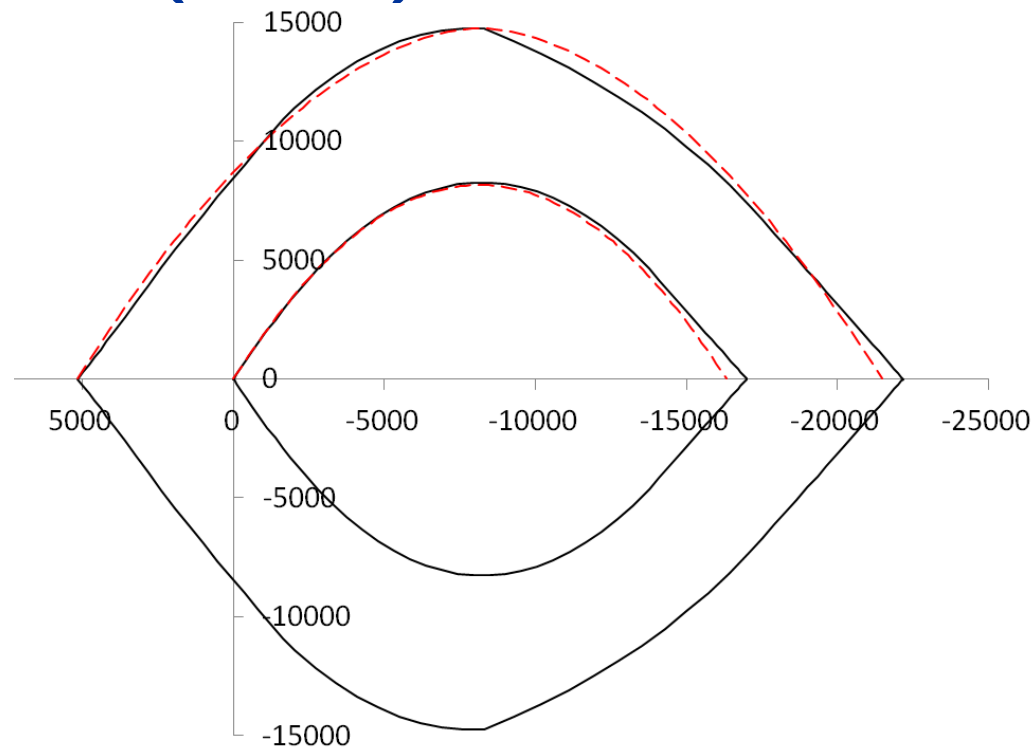
$A_{s,par}$  = armatura nel tratto  $0.6 l_w$  della parete (su un lato)



# Confronto per armatura concentrata

## formula approssimata - valori esatti

- Sezione 30x400, con  $A_{s,estr}=2\%$  e armatura distribuita 12 $\varnothing$ 16:  
differenze tra formula approssimata (in rosso) e valori esatti (in nero)



# Progetto della sezione a flessione composta

- Aliquota di momento portata dal calcestruzzo, in funzione di  $N_{Ed}$

$$M_{Rd(c,N)} = M_{c,max} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max}} \right)^2 \right]$$

$$M_{c,max} = 0.12 b_w l_w^2 f_{cd} \quad N_{Ed} = A_c \bar{\sigma}_c \quad N_{c,max} = b_w l_w f_{cd} \quad v_M \cong 0.5$$

$$se \bar{\sigma}_c \ll f_{cd} \quad M_{Rd(c,N)} \cong M_{c,max} \left[ 4 \frac{\bar{\sigma}_c}{f_{cd}} \right] = 0.48 b_w l_w^2 \bar{\sigma}_c$$



$$l_c = 0.2 l_w$$

$$z = 0.8 l_w$$



$$\frac{M_{Rd(c,N)}}{z} \cong 0.6 b_w l_w \bar{\sigma}_c = 3 b_w l_c \bar{\sigma}_c$$

# Progetto della sezione a flessione composta

- Aliquota di momento che deve portare l'armatura

$$N_s = \frac{M_{Rd(s)}}{z} = \frac{M_{Ed} - M_{Rd(c,N)}}{z} \quad \text{con} \quad \frac{M_{Rd(c,N)}}{z} \cong 3 b_w l_c \bar{\sigma}_c$$

$$N_s = A_s f_{yd} = \rho b_w l_c f_{yd} \quad \rho = \frac{A_s}{b_w l_c} \quad \text{Percentuale di armatura cerchiata}$$

$$M_{Ed} = 0.8 l_w (\rho b_w l_c f_{yd} + 3 b_w l_c \bar{\sigma}_c) = \\ = 0.16 b_w l_w^2 (\rho f_{yd} + 3 \bar{\sigma}_c)$$

- Formula di progetto

$$l_w = r_s \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b_w}} \quad \text{con} \quad r_s = \frac{1}{\sqrt{0.16 (\rho f_{yd} + 3 \bar{\sigma}_c)}}$$

# Progetto della sezione a flessione composta

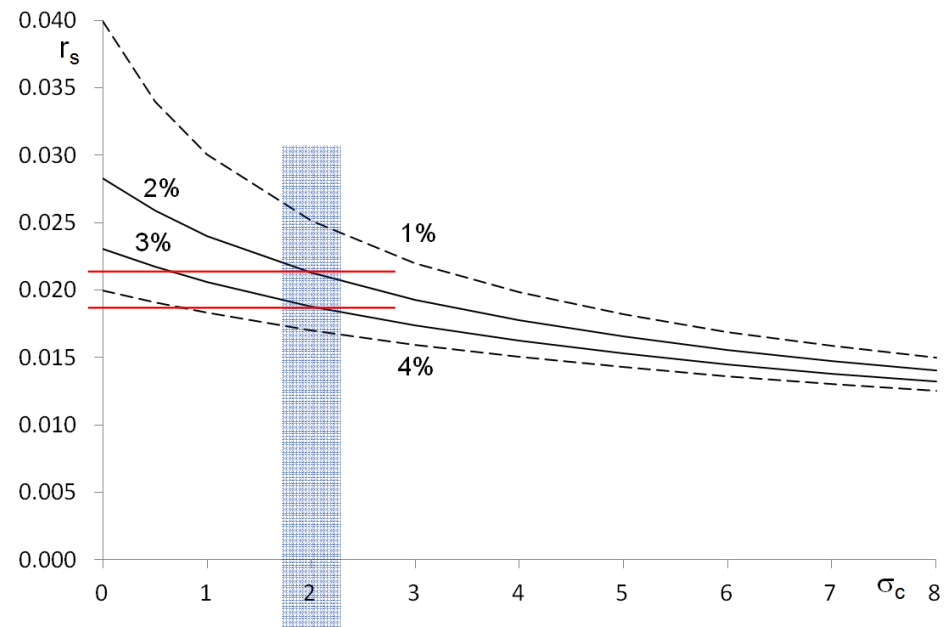
- Formula di progetto

$$I_w = r_s \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b_w}}$$

- Valori consigliati  
di  $r_s$

per  $\bar{\sigma}_c \cong 2 \text{ MPa}$

$$r_s = 0.018 \div 0.022$$



# Progetto della sezione a flessione composta - esempio

- Sezione soggetta a

$$M_{Ed} = 18000 \text{ kNm}, N_{Ed} = -2500 \text{ kNm (compressione)}$$

- Data l'entità dello sforzo normale si può pensare che sia  $\sigma_c \cong 2 \text{ MPa}$
- Provo con  $r_s = 0.022$  e  $b_w = 0.30 \text{ m}$

$$l_w = r_s \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b_w}} = 0.022 \sqrt{\frac{18000}{0.30}} = 5.39 \text{ m}$$

- Scelgo  $l_w = 5.50 \text{ m}$
- In questo modo ho  $\sigma_c = 1.52 \text{ MPa}$ , un po' meno di 2 MPa ma dovrebbe andare bene lo stesso

# Progetto dell'armatura a flessione composta

- Si suppone assegnata:
  - la dimensione della sezione
  - l'armatura disposta nel tratto centrale (se non impegnata per altre sollecitazioni)
- Si calcola il momento flettente che può portare il calcestruzzo e l'armatura del tratto centrale
- Si calcola l'armatura di estremità necessaria per portare la restante parte del momento flettente

# Progetto dell'armatura a flessione composta

- Momento flettente che può portare il calcestruzzo

$$M_{Rd(c,N)} = M_{c,max} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max}} \right)^2 \right]$$

$$M_{c,max} = 0.12 b_w l_w^2 f_{cd} \quad N_{c,max} = b_w l_w f_{cd} \quad v_M = 0.48 \cong 0.5$$

- Momento flettente che può portare l'armatura del tratto centrale

$$M_{Rd(s-p)} = 0.2 A_{s,par} l_w f_{yd}$$

# Progetto dell'armatura a flessione composta

- Armatura di estremità necessaria

$$A_{s,estr} = \frac{M_{Ed} - M_{Rd(c,N)} - M_{Rd(s-p)}}{0.8 I_w f_{yd}}$$



# Progetto dell'armatura a flessione composta - esempio

- Sezione soggetta a  
 $M_{Ed} = 18000 \text{ kNm}$ ,  $N_{Ed} = -2500 \text{ kNm}$  (compressione)
- Ho scelto di usare una sezione 30x550 con  
armatura di parete  $\varnothing 12/25$  ( $14.7 \text{ cm}^2$  per lato)
  - Momento flettente portato dal calcestruzzo

$$N_{c,max} = b_w l_w f_{cd} = 30 \times 550 \times 14.2 \times 10^{-1} = 23430 \text{ kN}$$

$$M_{c,max} = 0.12 b_w l_w^2 f_{cd} = 0.12 \times 30 \times 550^2 \times 14.2 \times 10^{-3} = 15464 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd(c,N)} = M_{c,max} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max}} \right)^2 \right] = 6111 \text{ kNm}$$

# Progetto dell'armatura a flessione composta - esempio

- Sezione soggetta a  
 $M_{Ed} = 18000 \text{ kNm}$ ,  $N_{Ed} = -2500 \text{ kNm}$  (compressione)
- Ho scelto di usare una sezione 30x550 con  
armatura di parete  $\varnothing 12/25$  ( $14.7 \text{ cm}^2$  per lato)
  - Momento flettente portato dalle barre di parete

$$\begin{aligned} M_{Rd(s-p)} &= 0.2 A_{s,par} l_w f_{yd} = \\ &= 0.2 \times 14.7 \times 550 \times 391.3 \times 10^{-3} = 633 \text{ kNm} \end{aligned}$$

# Progetto dell'armatura a flessione composta - esempio

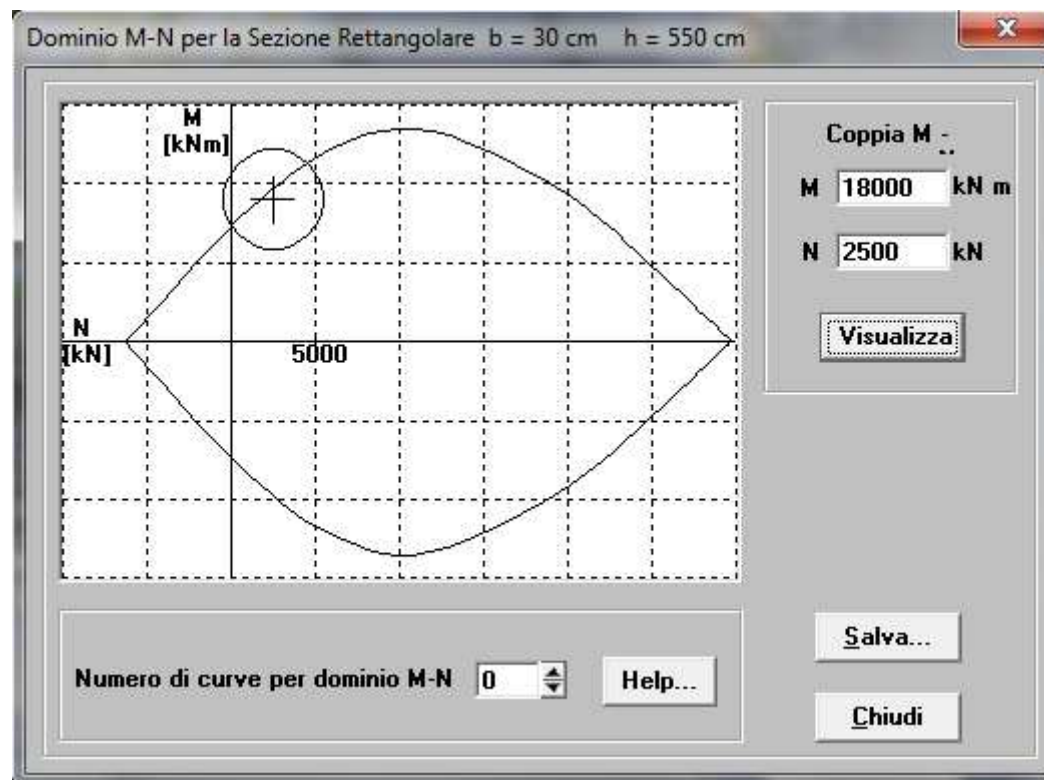
- Sezione soggetta a  
 $M_{Ed} = 18000 \text{ kNm}$ ,  $N_{Ed} = -2500 \text{ kNm}$  (compressione)
- Ho scelto di usare una sezione 30x550 con  
armatura di parete  $\varnothing 12/25$  ( $14.7 \text{ cm}^2$  per lato)
  - Armatura necessaria

$$A_{s,estr} = \frac{M_{Ed} - M_{Rd(c,N)} - M_{Rd(s-p)}}{0.8 l_w f_{yd}} =$$
$$= \frac{18000 - 6111 - 633}{0.8 \times 5.50 \times 391.3} \times 10 = 65.4 \text{ cm}^2$$

Zona cerchiata 30x110; l'armatura è l'1.98%

# Progetto dell'armatura a flessione composta - esempio

- Il confronto col programma EC2 conferma la correttezza del progetto



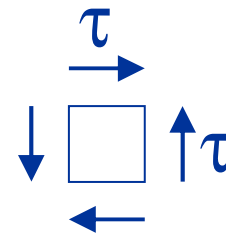
L'elemento parete

Taglio

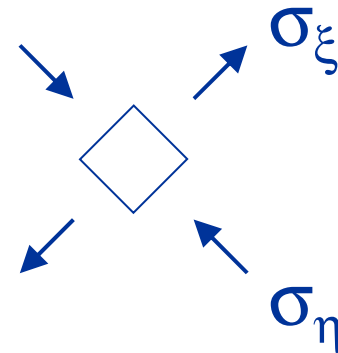
# Taglio

brevi richiami

- Secondo la teoria di De Saint Venant, il taglio genera tensioni tangenziali  $\tau$



- Se in un elementino infinitesimo vi sono solo  $\tau$ , a queste corrispondono tensioni principali di trazione e compressione inclinate a  $45^\circ$



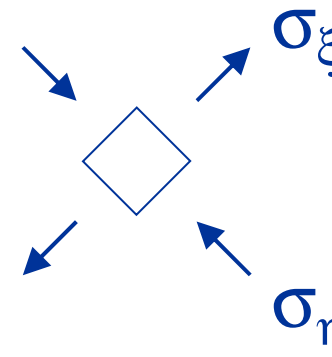
# Taglio

brevi richiami



foto M. Dasasso

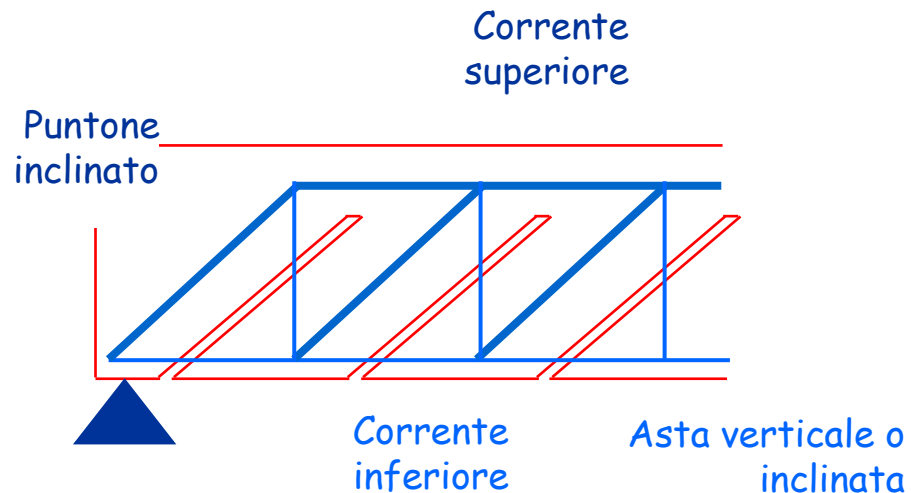
Si avranno  
quindi lesioni  
a  $45^\circ$ ,  
perpendicolari  
alla direzione  
di trazione



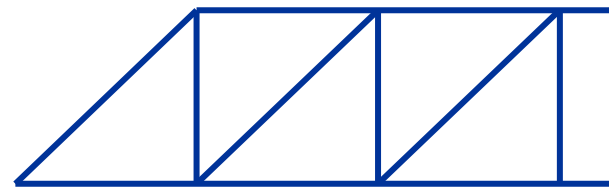
# Taglio

## brevi richiami

- Il classico modello di traliccio di Mörsch prevede puntoni compressi a  $45^\circ$  e tiranti corrispondenti alle armature a taglio



Traliccio di Mörsch

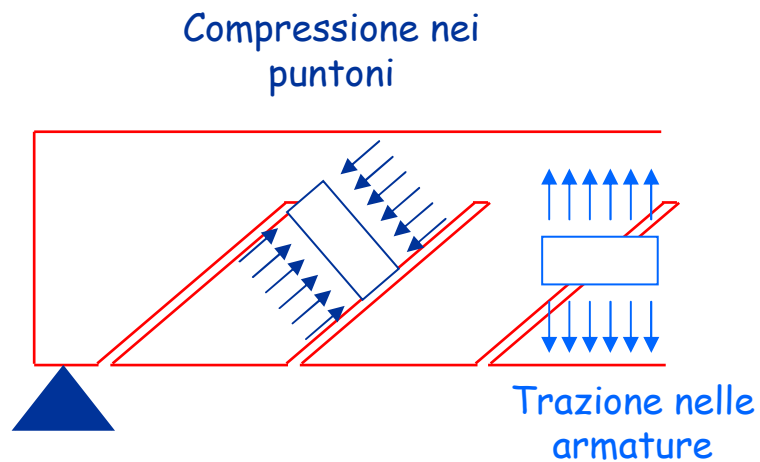




# Taglio

brevi richiami

- Sostanzialmente equivalente è il modello a campi di tensione, sviluppato in tempi recenti



Campi di tensione

# Taglio

## brevi richiami

- I modelli classici "affidano tutta la resistenza a taglio alle armature"
- I loro risultati sono cautelativi, cioè sottostimano la reale resistenza a taglio
- In tempi più recenti sono stati proposti modelli che meglio colgono la reale resistenza a taglio
  - Modello "normale"
  - Modello "a inclinazione variabile del traliccio" (o meglio del puntone)

# Taglio

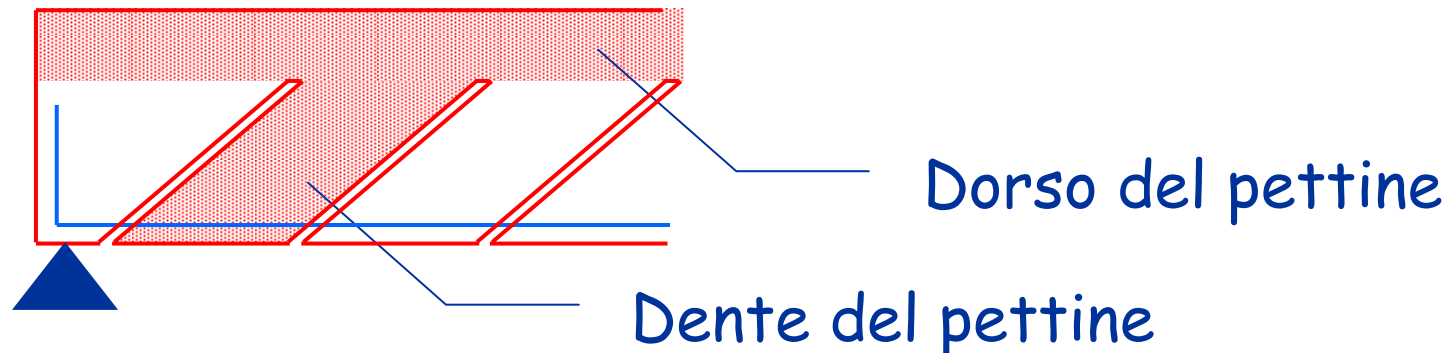
brevi richiami

- Modello "normale"
  - Quando le armature a taglio si snervano rimangono il corrente compresso e i puntoni inclinati, che danno una ulteriore resistenza (valutata col "modello a pettine")

$$V_{Rd} = V_{wd} + V_{cd}$$

armatura a taglio  
calcestruzzo del pettine

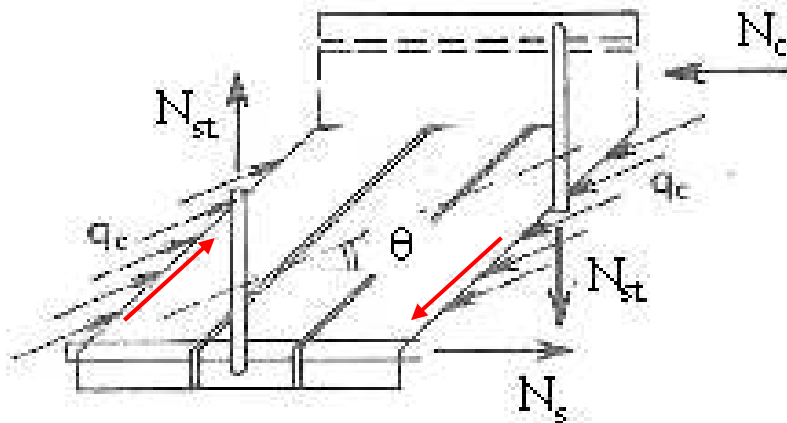
## Modello a pettine



# Taglio

## brevi richiami

- Modello "a inclinazione variabile del traliccio"
  - Quando le armature a taglio si snervano l'ingranamento degli inerti trasmette tensioni tra le facce della lesione e questo modifica l'inclinazione del puntone compresso



Si usano i modelli già citati (traliccio di Mörsch, campi di tensione) ma con puntone inclinati di un angolo  $\theta$

È questo il modello previsto dalla normativa corrente

# Taglio

## problemi particolari

1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
  - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
  - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone

Nel caso delle pareti, questo richiede una distinzione tra pareti snelle e pareti tozze

### Pareti snelle

- Si adottano i modelli di comportamento validi per le travi

### Pareti tozze

- Si adottano i modelli di comportamento per elementi strutturali tozzi (ad esempio tirante-puntone)

# Taglio

## problemi particolari

1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
  - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
  - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone

Nel caso delle pareti, questo richiede una distinzione tra pareti snelle e pareti tozze

Pareti snelle

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} \geq 2$$

Pareti tozze

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} < 2$$

# Taglio

## problemi particolari

1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
  - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
  - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone
2. Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
  - In questi casi deve  $\theta$  rimanere  $45^\circ$

Indicazioni specifiche sono fornite per gli edifici di classe di duttilità "A", che richiedono maggiore duttilità

# Taglio

## problemi particolari

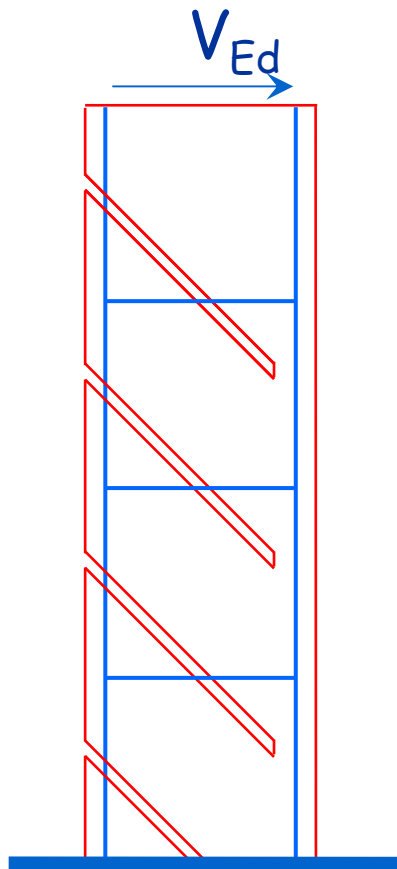
1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
  - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
  - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone
2. Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
  - In questi casi deve  $\theta$  rimanere  $45^\circ$
3. Il traliccio di Mörsch in presenza di sole staffe trascura la componente longitudinale della trazione: è necessario considerare (l'uno o l'altro, in alternativa)
  - Traslazione del diagramma dei momenti
  - Contributo dell'armatura di parete



Verifica a taglio di pareti snelle

# Verifica a taglio di pareti snelle

## modelli di calcolo



Attraverso l'analisi di:

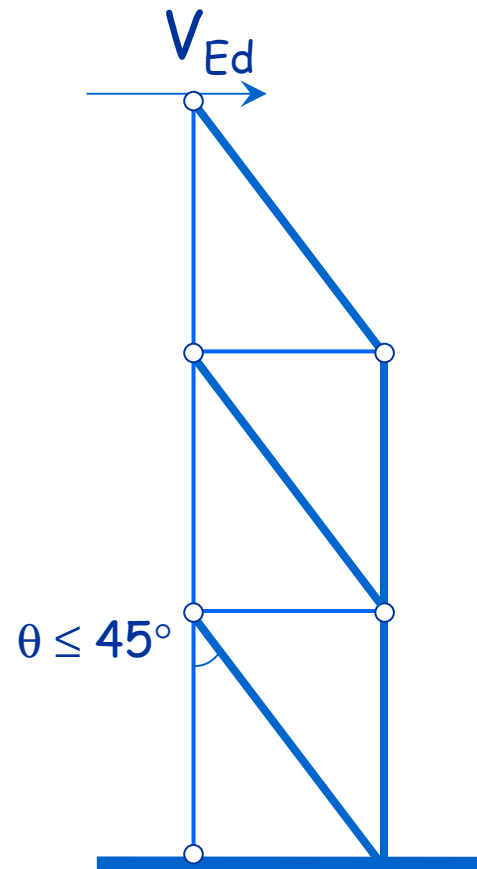
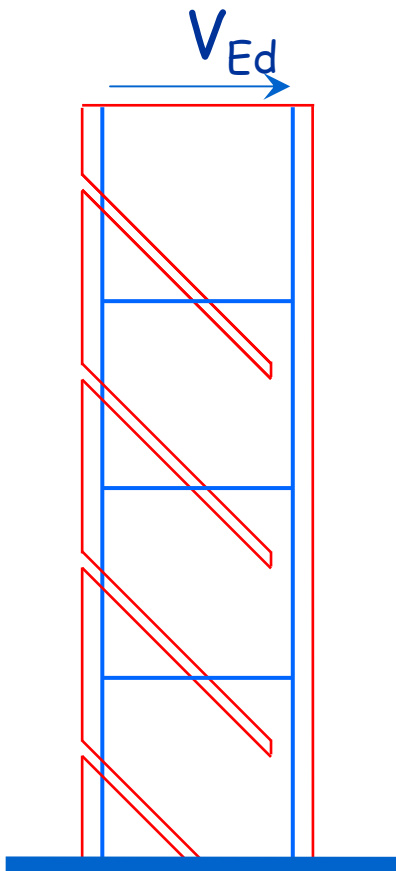
- stato tensionale
- lesioni da taglio
- ingranamento degli inerti



Modello a inclinazione variabile  
del traliccio

# Verifica a taglio di pareti snelle

## modelli di calcolo

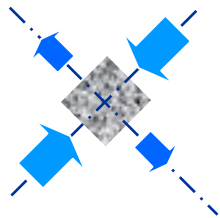


Puntoni ad inclinazione variabile  
 $\theta \leq 45^\circ$

# Resistenza del calcestruzzo

## compressione del calcestruzzo d'anima

$$V_{Rd,max} = \alpha_c f'_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad 1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$



$$f'_{cd} = v_1 f_{cd} \quad v_1 = 0.5$$

resistenza ridotta a causa della trazione in direzione ortogonale

$\alpha_c$  tiene conto della compressione

$$\alpha_c = 1$$

in assenza di compressione

$$\alpha_c = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}$$

$$\text{per } 0 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 0.25$$

$$\alpha_c = 1.25$$

$$\text{per } 0.25 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 0.5$$

$$\alpha_c = 2.5 \left( 1 - \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right)$$

$$\text{per } 0.5 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 1$$

per le pareti  
 $\alpha_c$  è in genere  
prossimo ad 1

NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2

# Resistenza dell'armatura a taglio

## trazione dell'armatura d'anima

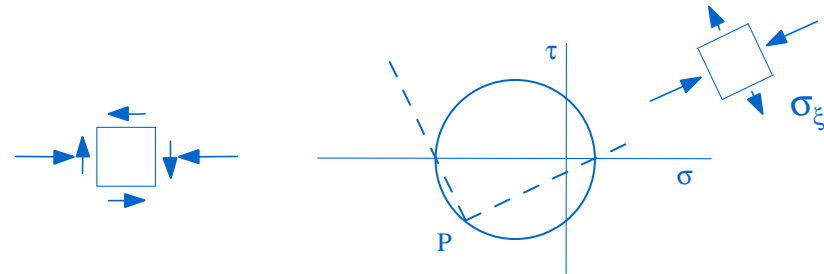
$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \cot \theta$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

In presenza di compressione:

$$\cot \theta_1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

$$\cot \theta_1 = \frac{\tau}{\sigma_\xi}$$



Nota: Discordanza di simboli tra NTC08 e EC2.  
Io faccio riferimento a EC2

NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2

# Resistenza a taglio pareti snelle

- Si applicano le formule generali

$$V_{Rd,max} = \alpha_c f'_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \cot \theta$$

tenendo conto che  $z = 0.8 l_w$

Classe di duttilità B

e zone non critiche per classe di duttilità A

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

Zone critiche per classe di duttilità A

$\cot \theta = 1$  ridurre  $V_{Rd,max}$  col fattore 0.4

# Resistenza a taglio

pareti snelle - classe di duttilità A

Che senso hanno le prescrizioni per CD "A" ?

Usare  $\cot \theta = 1$

Durante il sisma il progressivo danneggiamento del calcestruzzo riduce l'efficacia dell'ingranamento degli inerti per cui  $\theta = 45^\circ$

Ridurre  $V_{Rd,max}$  col fattore 0.4

Usare  $\cot \theta = 1$  è cautelativo per l'armatura ma non per il calcestruzzo

Se  $\cot \theta$  cresce  $V_{Rd,max}$  si riduce  
(per  $\cot \theta = 2 \rightarrow V_{Rd,max}$  si riduce di 0.8)

Ma allora come mai  
0.4 e non 0.8?

# Resistenza a taglio

pareti snelle - classe di duttilità A

Che senso hanno le prescrizioni per CD "A" ?

- Notare l'evoluzione della normativa

Al di fuori della zona critica

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z$$

Nella zona critica

PreStandard EC8 1998:

$$V_{Rd,max} = 0.4 \alpha_c f'_{cd} b_w z$$

Bozze EC8 2002 e 2001:

$$V_{Rd,max} = 0.8 \left( \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \right)$$

NTC08, EC8 2005:

$$V_{Rd,max} = 0.4 \left( \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \right)$$

L'attuale 0.4 è voluto o è un errore di trascrizione?



# Taglio

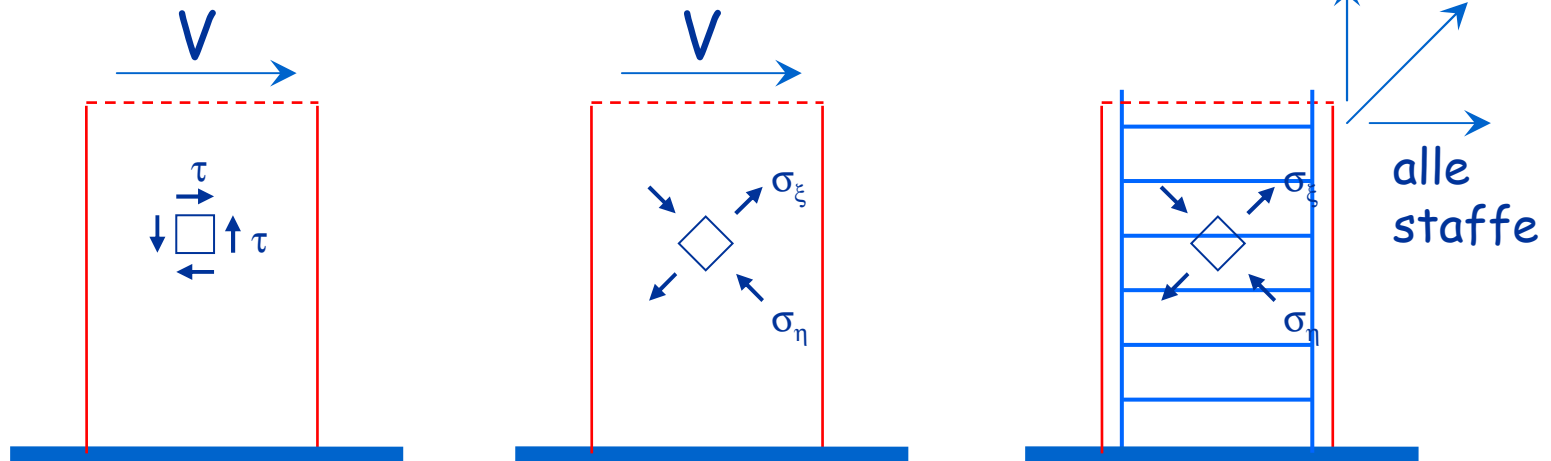
## problemi particolari

1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
  - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
  - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone
2. Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
  - In questi casi deve  $\theta$  rimanere  $45^\circ$
3. Il traliccio di Mörsch in presenza di sole staffe trascura la componente longitudinale della trazione: è necessario considerare (l'uno o l'altro, in alternativa)
  - Traslazione del diagramma dei momenti
  - Contributo dell'armatura di parete

# Taglio

la componente longitudinale della trazione

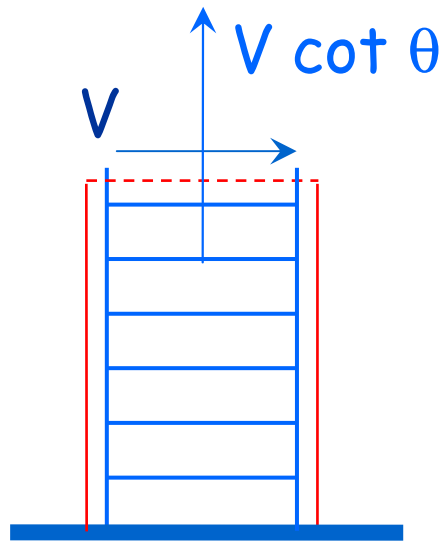
- Nel modello di De Saint Venant il taglio genera tensioni tangenziali  $\tau$  e quindi tensioni principali di trazioni a  $45^\circ$
- Le staffe assorbono solo una componente di questa trazione



# Taglio

la componente longitudinale della trazione

- Il modello dei campi di tensione (con inclinazione  $\theta$  della compressione) mostra che l'anima della parete è soggetta ad una forza di trazione pari a  $V \cot \theta$

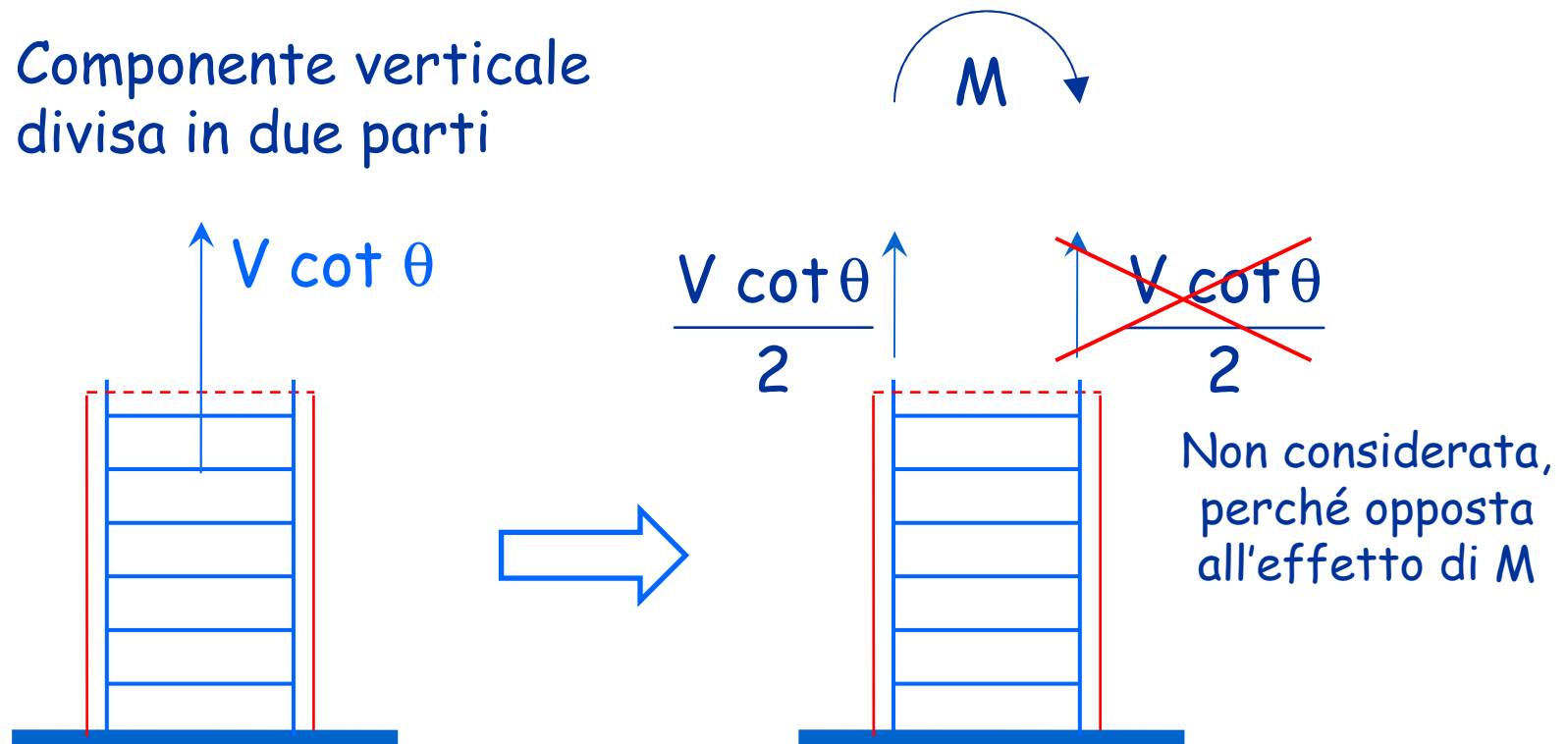


- Sono stati sviluppati modelli diversi per assorbire questa trazione
  - armature concentrate all'estremità della sezione
  - armature diffuse lungo l'anima

# Taglio

la componente longitudinale della trazione

- Armatura concentrata all'estremità della sezione (scuola milanese)
  - Componente verticale divisa in due parti



# Taglio

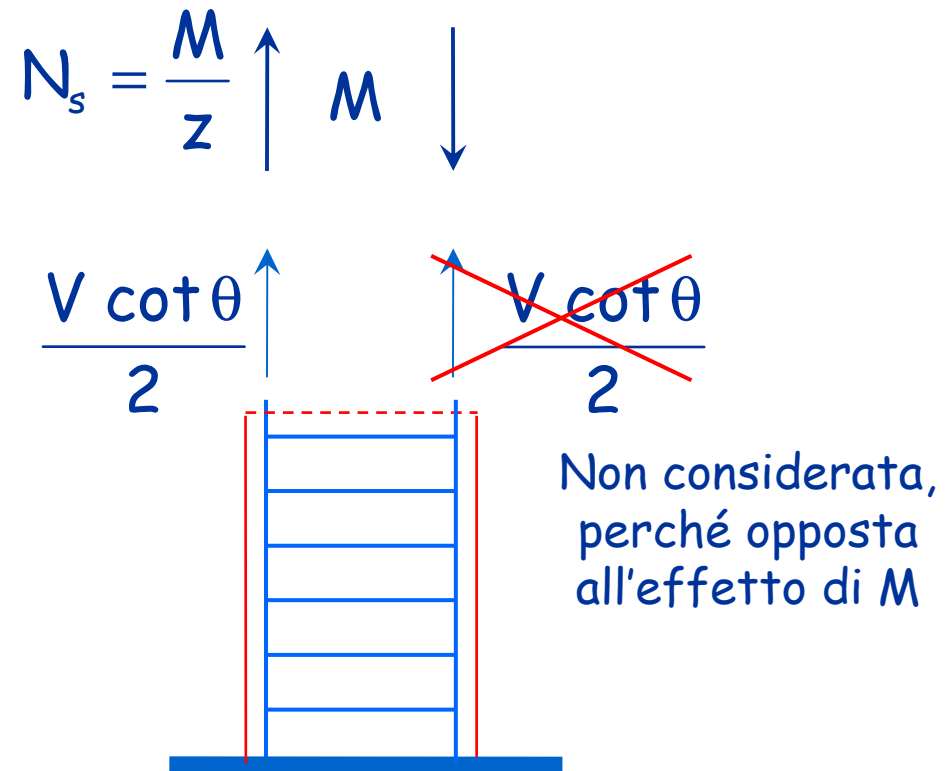
la componente longitudinale della trazione

- Armatura concentrata all'estremità della sezione (scuola milanese)

- Si incrementa l'armatura a flessione, ovvero si calcola tale armatura con un momento flettente maggiorato



Traslazione del  
diagramma del momento



# Taglio

la componente longitudinale della trazione

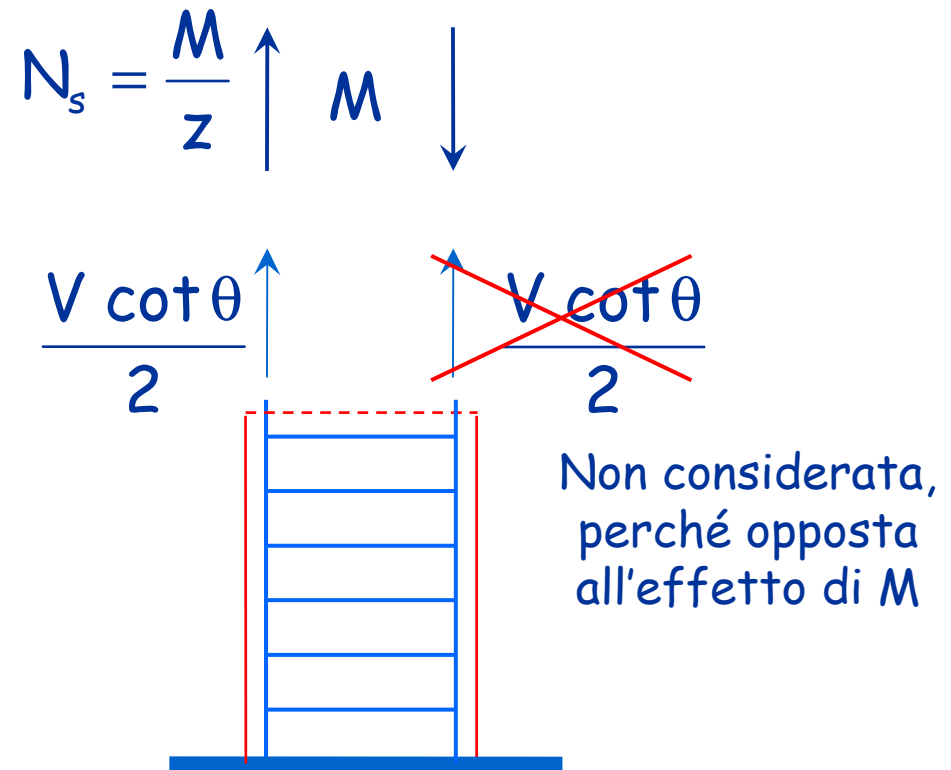
- Armatura concentrata all'estremità della sezione (scuola milanese)

Traslazione del  
diagramma del momento

$$N_s = \frac{M}{z} + V \frac{\cot \theta}{2} = \frac{M + \Delta M}{z}$$

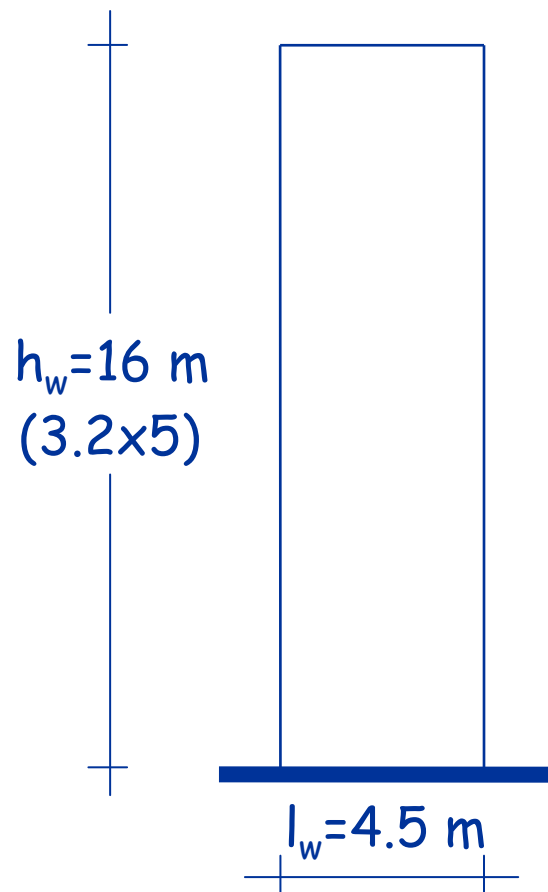
$$\Delta M = V \Delta z$$

$$\Delta z = \frac{z}{2} \cot \theta$$



# Traslazione del diagramma del momento esempio

$$z = 0.8 l_w$$

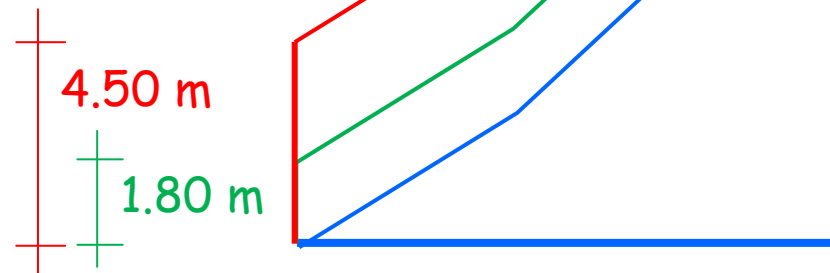


$$\cot \theta = 1.0$$

$$\cot \theta = 2.5$$

$$z/2 = 0.4 l_w$$

$$2.5 z/2 = l_w$$

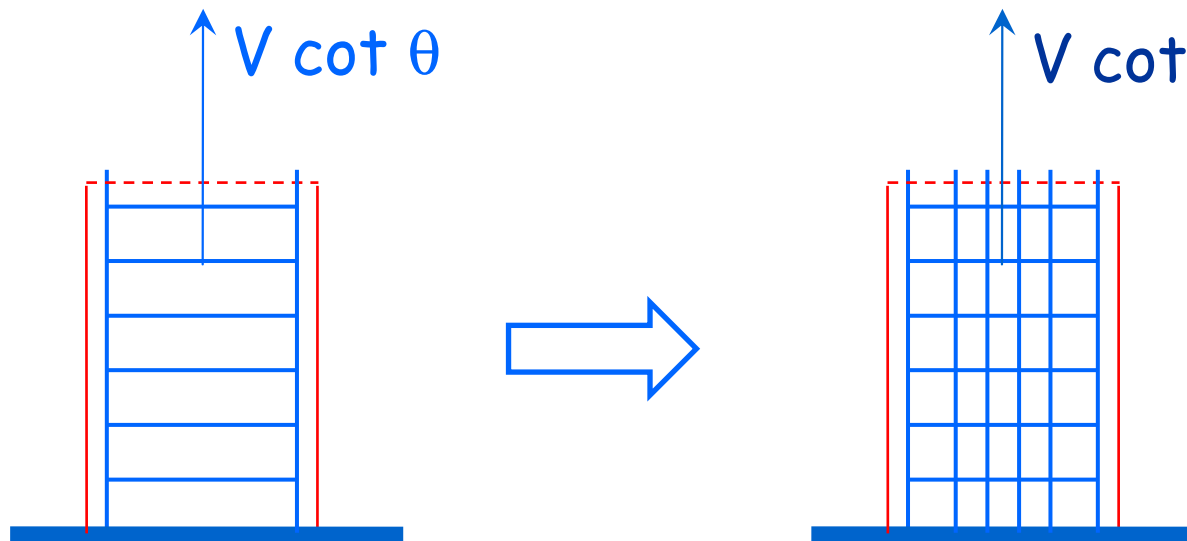


# Taglio

la componente longitudinale della trazione

- Armatura diffusa lungo l'anima (scuola napoletana)
  - Apposita armatura per tutta la componente verticale

$$A_{s,p} = \frac{V \cot \theta}{f_{yd}}$$





# Taglio

la componente longitudinale della trazione

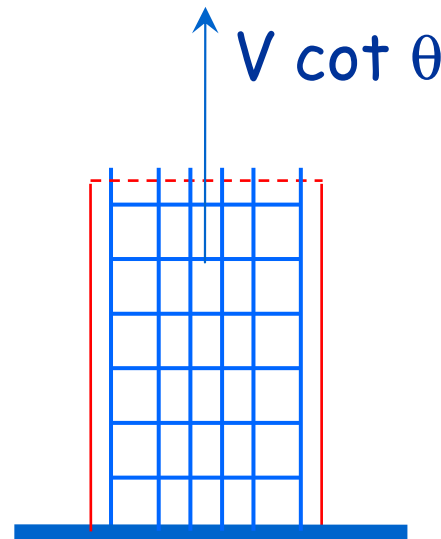
- Armatura diffusa lungo l'anima (scuola napoletana)

- Apposita armatura per tutta la componente verticale (armatura di parete)

$$A_{s,p} = \frac{V \cot \theta}{f_{yd}}$$

Si noti che:

- questo è quanto si fa per la torsione
- questa armatura è espressamente prevista anche per il taglio nelle pareti tozze



# Considerazioni

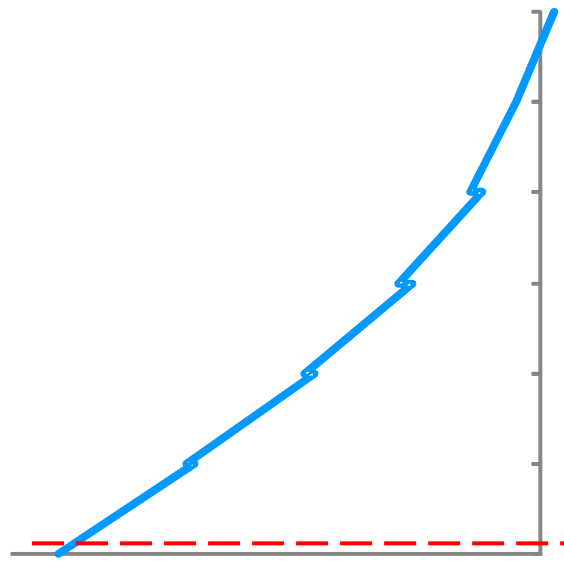
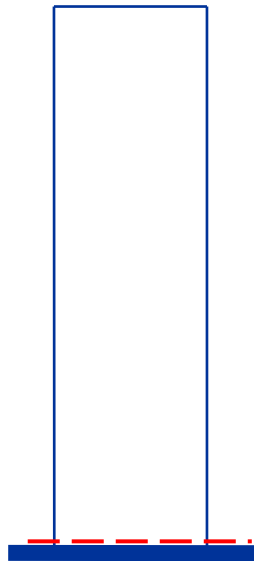
- La normativa cita espressamente la traslazione del diagramma dei momenti che "deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari a  $h_{cr}$ "
- Questa è chiaramente una regola applicativa, legata ad un possibile modo di tener conto della componente longitudinale
- È possibile in alternativa calcolare l'armatura di parete e non effettuare la traslazione del diagramma dei momenti

# Considerazioni

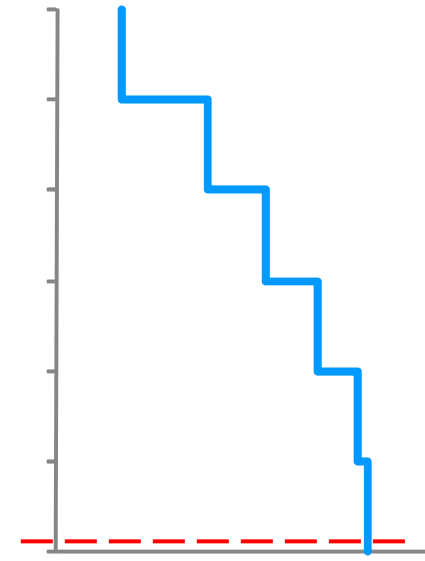
- Come e dove fare le verifiche?

Sezione di base

- momento flettente massimo
- ha poco senso parlare di taglio



Momento flettente



Taglio

# Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

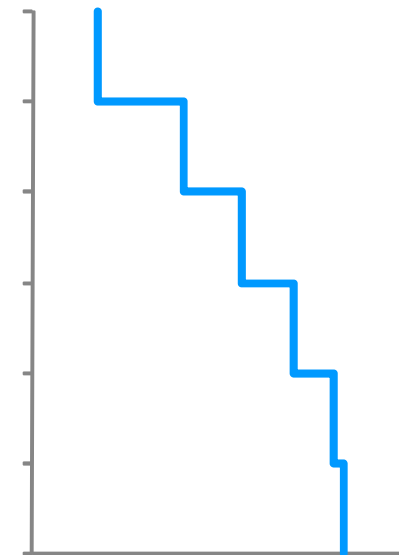
## Sezione di base

- momento flettente massimo
- ha poco senso parlare di taglio

- Verifica a flessione composta considerando sia l'armatura di estremità che quella di parete



Momento flettente



Taglio

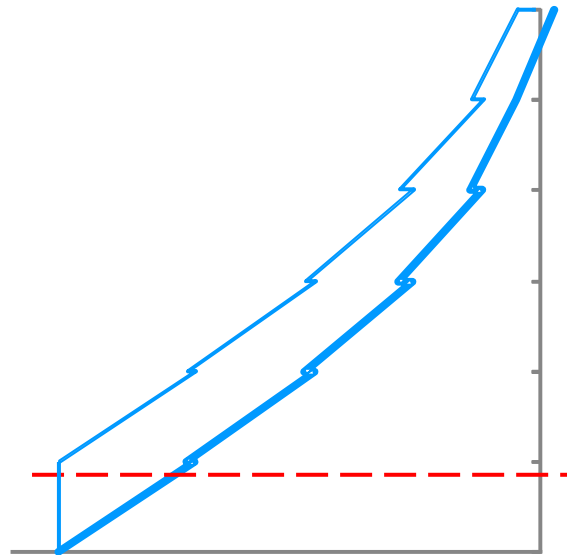
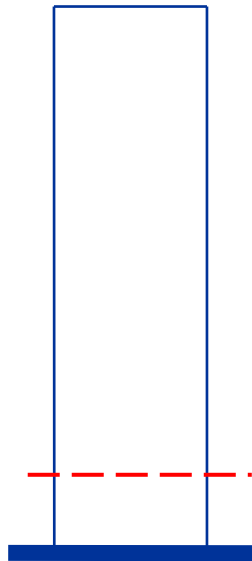
# Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

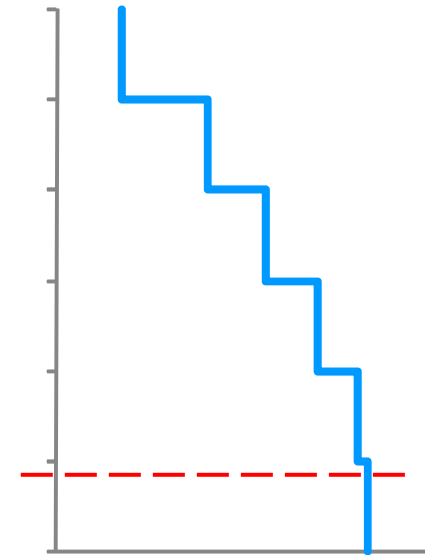
Sezione in testa al primo ordine

- taglio massimo (come al piede)
- momento flettente massimo

con traslazione



Momento flettente



Taglio

# Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine

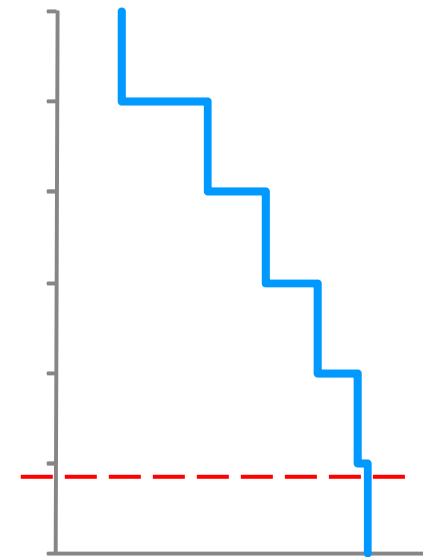
- taglio massimo (come al piede)
- momento flettente massimo

con traslazione

- Verifica a taglio senza prevedere armatura di parete
- Verifica a flessione composta con  $M$  traslato, considerando sia l'armatura di estremità che quella di parete



Momento flettente



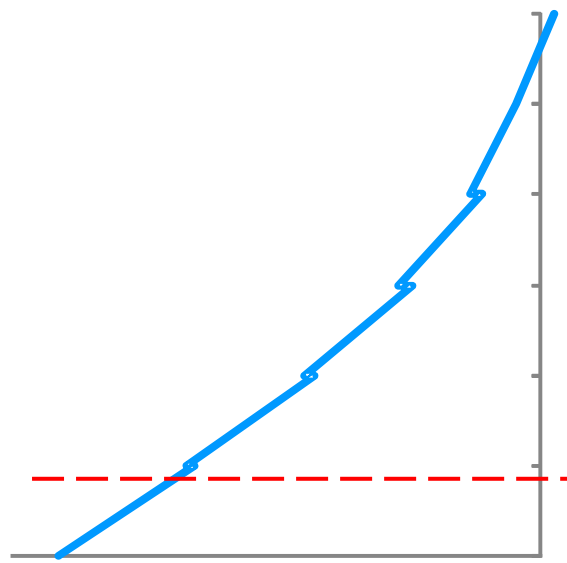
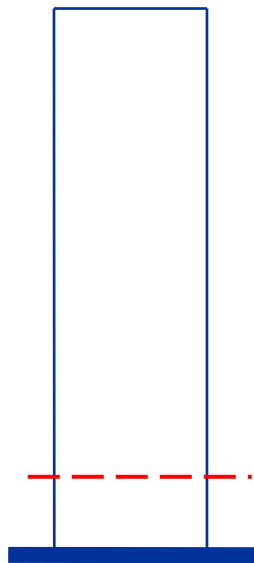
Taglio

# Considerazioni

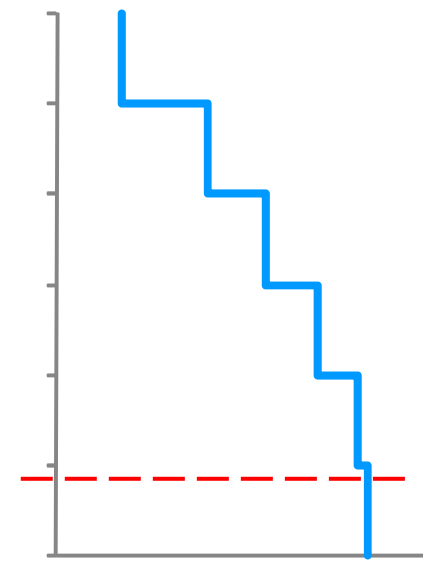
- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine      senza traslazione

- taglio massimo (come al piede)
- momento flettente forte ma minore del massimo



Momento flettente



Taglio

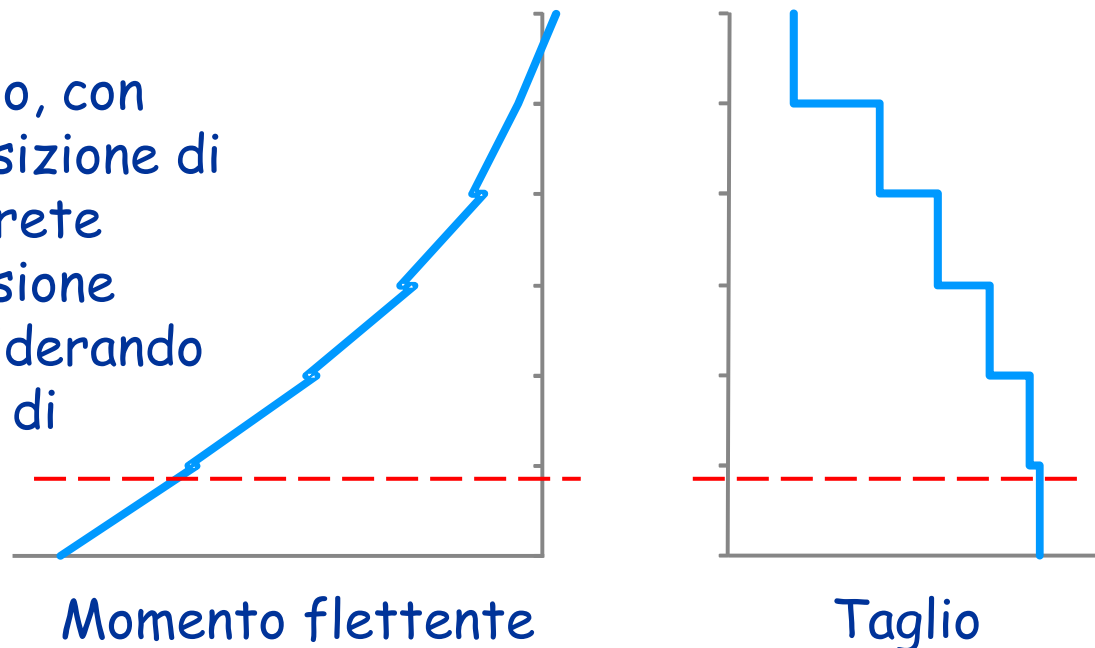
# Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine senza traslazione

- taglio massimo (come al piede)
- momento flettente forte ma minore del massimo

- Verifica a taglio, con calcolo e disposizione di armatura di parete
- Verifica a flessione composta considerando solo l'armatura di estremità





# Considerazioni

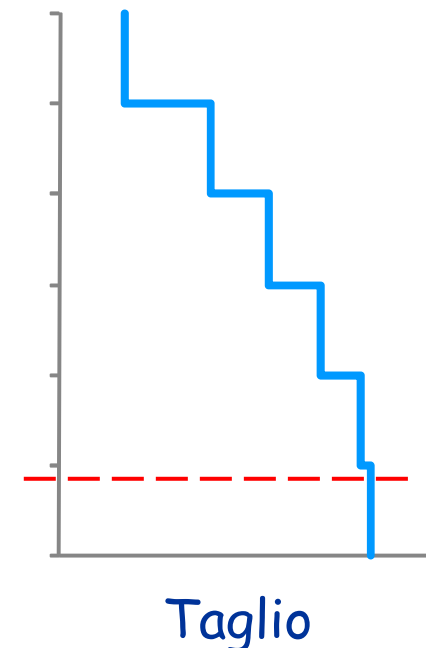
- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine

- taglio massimo (come al piede)
- momento flettente forte ma minore del massimo

Più semplicemente

- Verifica a taglio
- Calcolo dell'armatura longitudinale per il taglio, da disporre dove si preferisce
- Verifica a flessione composta considerando la restante armatura



Verifica a taglio di pareti tozze

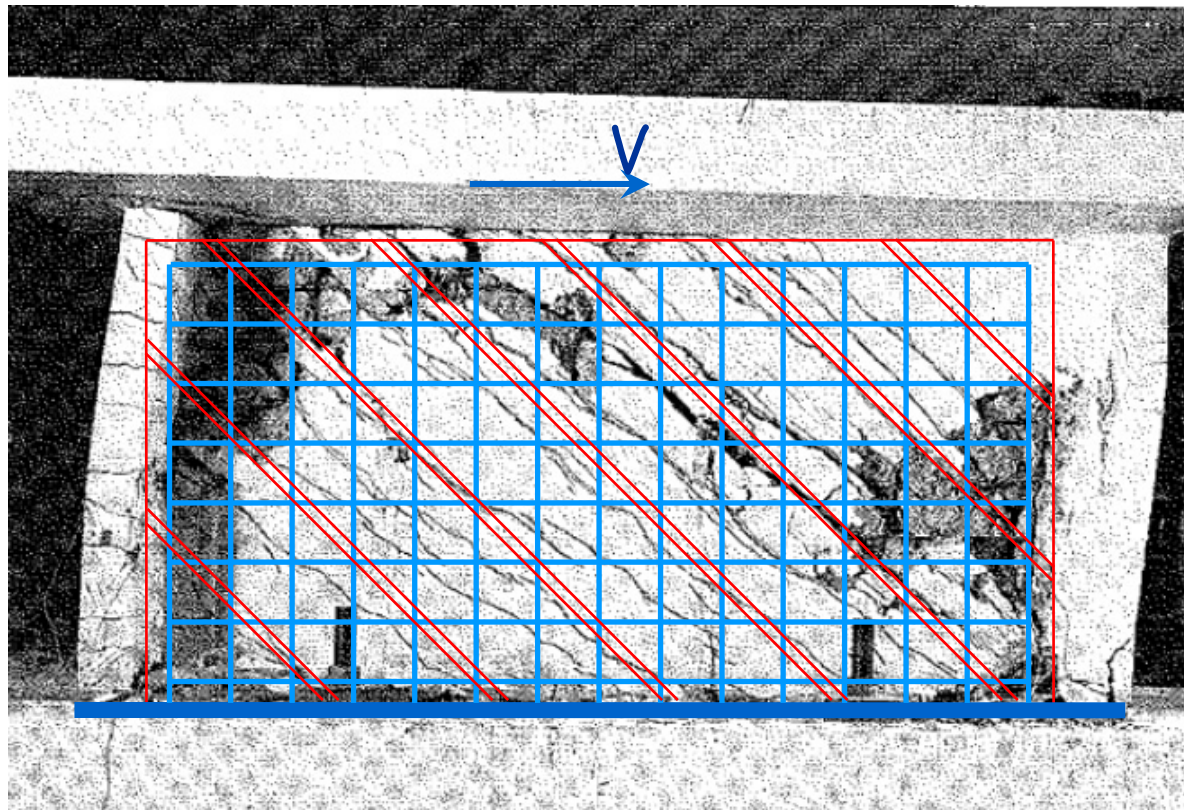
# Verifica a taglio di parete tozza

## modelli di calcolo

- Si ragiona con considerazioni di equilibrio che in sostanza non sono diverse da quelle adottate per il traliccio di Mörsch (o per i campi di tensione)
- Il puntone compresso è considerato inclinato a  $45^\circ$ , come nel tradizionale traliccio di Mörsch
  - Per il comportamento dopo lo snervamento delle armature a taglio si riprende il modello "normale"
- Le vere particolarità sono:
  - Il fatto che, essendo  $l_w$  molto grande, si parte dal taglio per unità di lunghezza
  - Il fatto che il modello considera esplicitamente sia armature trasversali che longitudinali

# Verifica a taglio di parete tozza

## modelli di calcolo



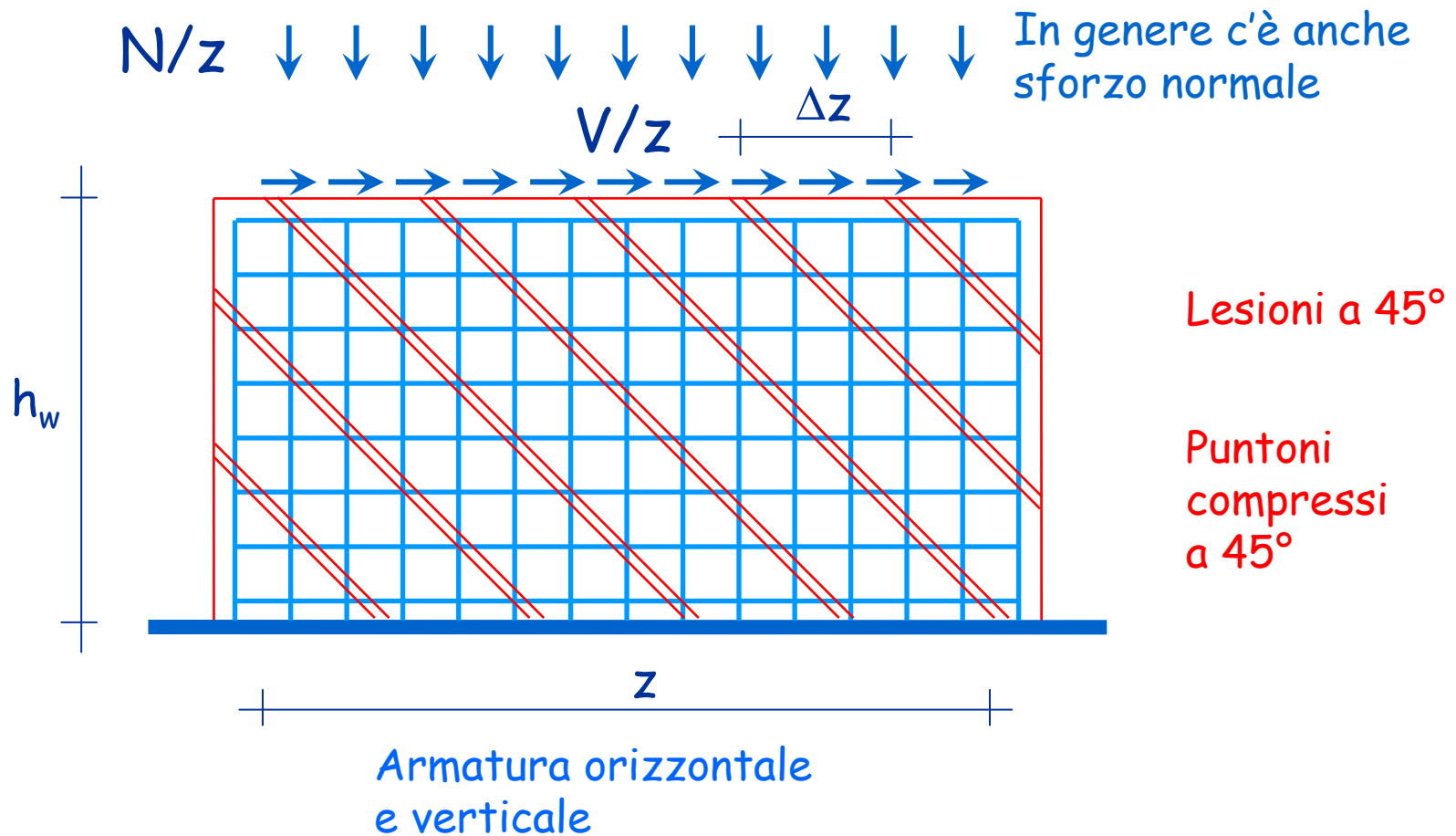
Lesioni a  $45^\circ$

Puntoni  
compressi  
a  $45^\circ$

Armatura orizzontale  
e verticale

# Verifica a taglio di parete tozza

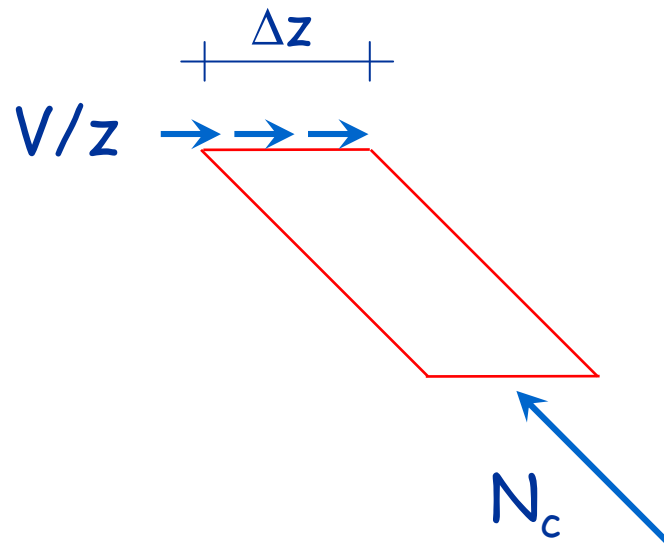
## modelli di calcolo



# Resistenza del calcestruzzo

## compressione del calcestruzzo d'anima

- Il collasso può avvenire per **schacciamento** del calcestruzzo d'anima



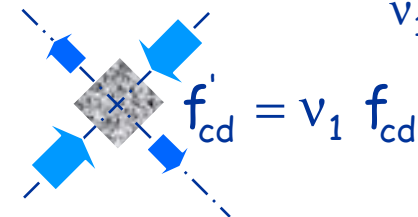
$$N_c = V \frac{\Delta z}{z} \sqrt{2}$$

$$A_c = \frac{b_w \Delta z}{\sqrt{2}}$$

ponendo

$$\sigma_c = f'_{cd}$$

$$v_1 = 0.5$$



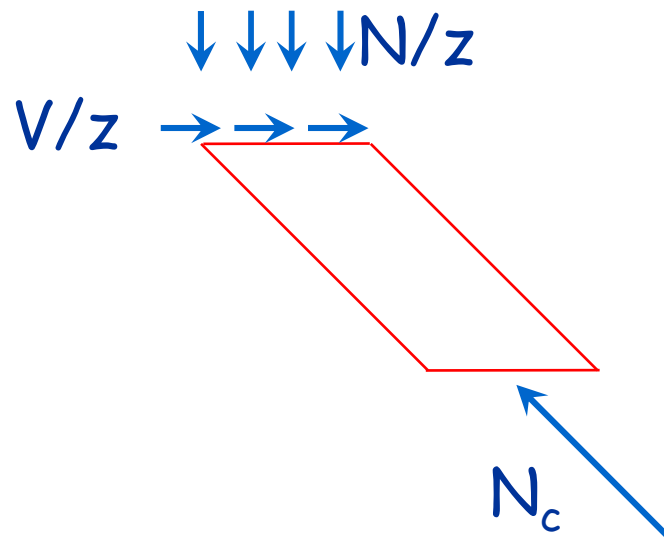
si ottiene

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} f'_{cd} b z$$

# Resistenza del calcestruzzo

## compressione del calcestruzzo d'anima

- Il collasso può avvenire per **schacciamento** del calcestruzzo d'anima



In presenza di sforzo normale

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b z$$

$$\alpha_c = \alpha_c(N)$$

Come  $V_{Rd,max}$  di pareti snelle per  $\cot \theta = 1$

# Resistenza dell'armatura a taglio

## trazione dell'armatura d'anima orizzontale

- Il collasso può avvenire per snervamento dell'armatura orizzontale (staffe)

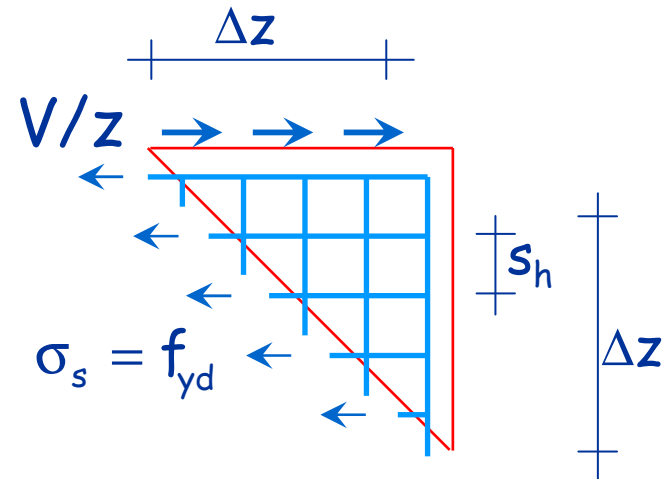
$$F_h = V \frac{\Delta z}{z} = A_s f_{yd}$$

$$A_s = A_{sh} \frac{\Delta z}{s_h}$$

si ottiene

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sh}}{s_h} z f_{yd}$$

Come  $V_{Rd,s}$  di pareti snelle  
per  $\cot \theta = 1$





# Resistenza dell'armatura a taglio

## trazione dell'armatura d'anima orizzontale

- Il collasso può avvenire per snervamento dell'armatura orizzontale (staffe)

$$F_h = V \frac{\Delta z}{z} = A_s f_{yd}$$

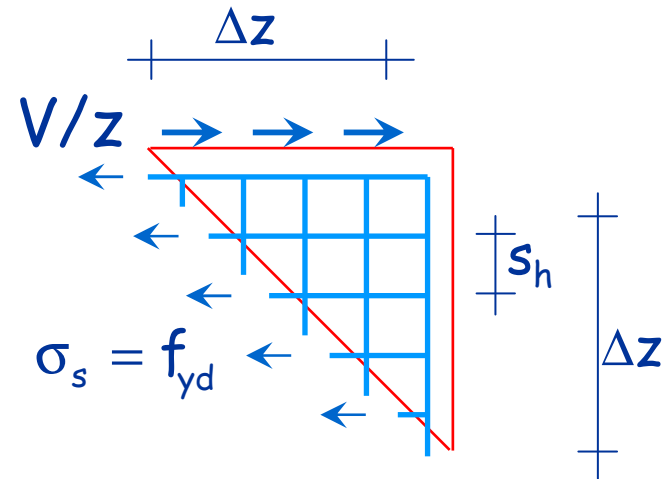
$$A_s = A_{sh} \frac{\Delta z}{s_h}$$

si ottiene

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sh}}{s_h} z f_{yd}$$



$$\begin{cases} V_{Rd,s} = \rho_h b_w z f_{yd} \\ \rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s_h} \end{cases}$$



# Resistenza dell'armatura a taglio

## trazione dell'armatura d'anima verticale

- Il collasso può avvenire per **snervamento dell'armatura verticale**

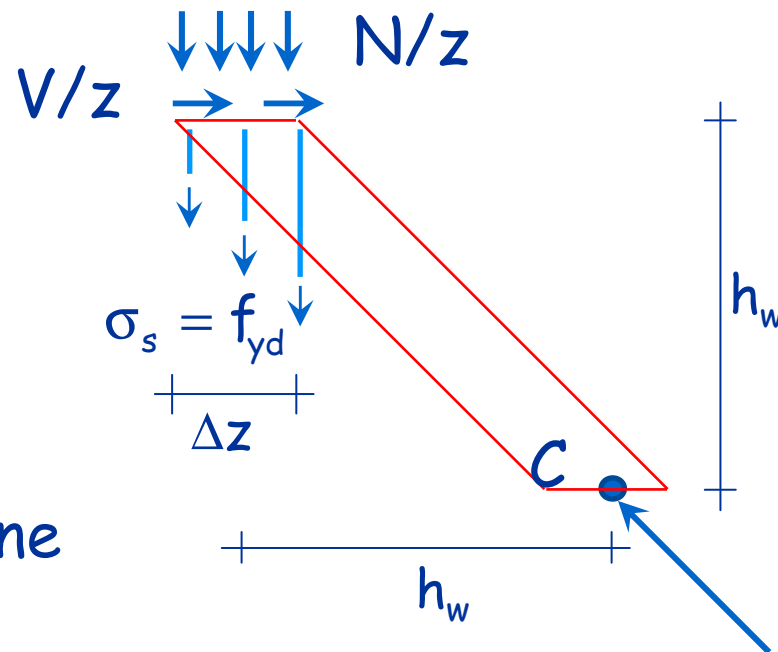
$$F_h = V \frac{\Delta z}{z}$$

$$F_v = A_{sv} \frac{\Delta z}{s_v} f_{yd} + N \frac{\Delta z}{z}$$

dall'equilibrio alla rotazione  
attorno a C

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sv}}{s_v} z f_{yd} + N$$

A meno di N, come  
pareti snelle per  $\cot \theta = 1$



# Resistenza dell'armatura a taglio

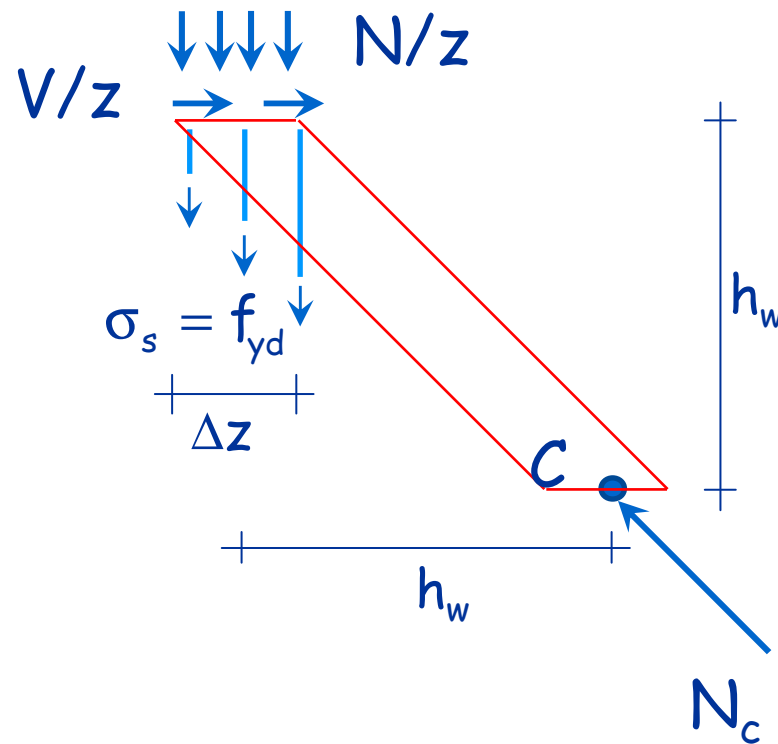
## trazione dell'armatura d'anima verticale

- Il collasso può avvenire per **snervamento dell'armatura verticale**

$$\begin{cases} V_{Rd,s} = \rho_v b_w z f_{yd} + N \\ \rho_v = \frac{A_{sv}}{b_w s_v} \end{cases}$$



$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sv}}{s_v} z f_{yd} + N$$



# Resistenza dell'armatura a taglio

trazione dell'armatura d'anima verticale e orizzontale

- Le indicazioni di normativa richiamano il metodo "normale"

- Armatura orizzontale

$$V_{Rd,s} = V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h b_w \alpha_s l_w f_{yd}$$

$$\text{con } \alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w}$$

$V_{Rd,c}$  = resistenza in assenza di armatura a taglio

- Armatura verticale

$$\rho_h b_w z f_{yd} \leq \rho_v b_w z f_{yd} + N_{Ed,min}$$

L'armatura orizzontale deve snervarsi prima di quella verticale

# Resistenza a taglio

## in assenza di armatura a taglio

- Valgono le indicazioni generali
- Si utilizza il modello "a pettine" che tiene conto di
  - effetto spinotto
  - ingranamento degli inerti
  - influenza dell'azione assiale

$$V_{Rd,c} = \left[ \underbrace{0.18 k \frac{\sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}}{\gamma_c}}_{\geq v_{min}} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b d$$
$$\geq v_{min} = 0.035 \sqrt{k^3 f_{ck}}$$
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

d in mm

$V_{Rd,c} = 0$   
se  $N_{Ed}$  è di trazione

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b d} \leq 0.02$$

# Considerazioni

- La normativa dice di usare le espressioni indicate in precedenza solo per pareti tozze ( $\alpha_s < 2$ ) in classe di duttilità A
- Mancherebbero quindi indicazioni specifiche per pareti tozze in classe di duttilità B

Penso invece che queste indicazioni debbano sempre essere utilizzate nel caso di pareti tozze, indipendentemente dalla classe di duttilità

L'elemento parete

Scorrimento

# Scorrimento tra parete e impalcato

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi,  
edificio in costruzione

Si nota lo scorrimento  
della parete in  
corrispondenza della  
ripresa di getto

Le barre verticali sono  
in genere fuoriuscite  
dalla sezione, senza  
tranciarsi



foto A. Gherzi



# Scorrimento tra testa pilastro e trave più frequente

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Lo scorrimento della testa del pilastro rispetto alla trave è stato tale da far perdere l'appoggio

Le barre verticali sono fuoriuscite dalla sezione, senza tranciarsi, e tirate verso il basso durante il crollo

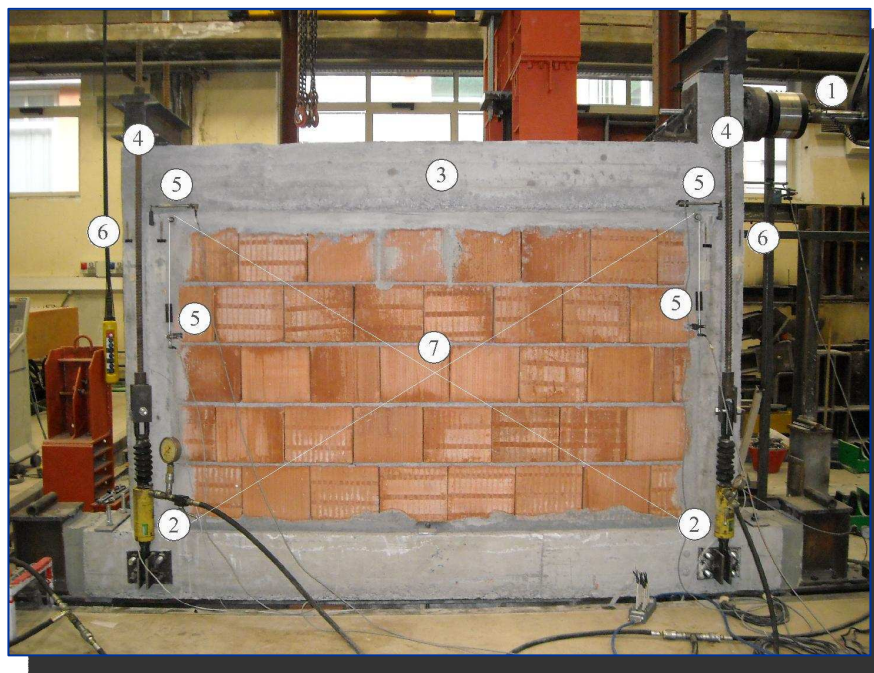
Lioni



foto A. Gherzi

# Prova di scorrimento su telaio

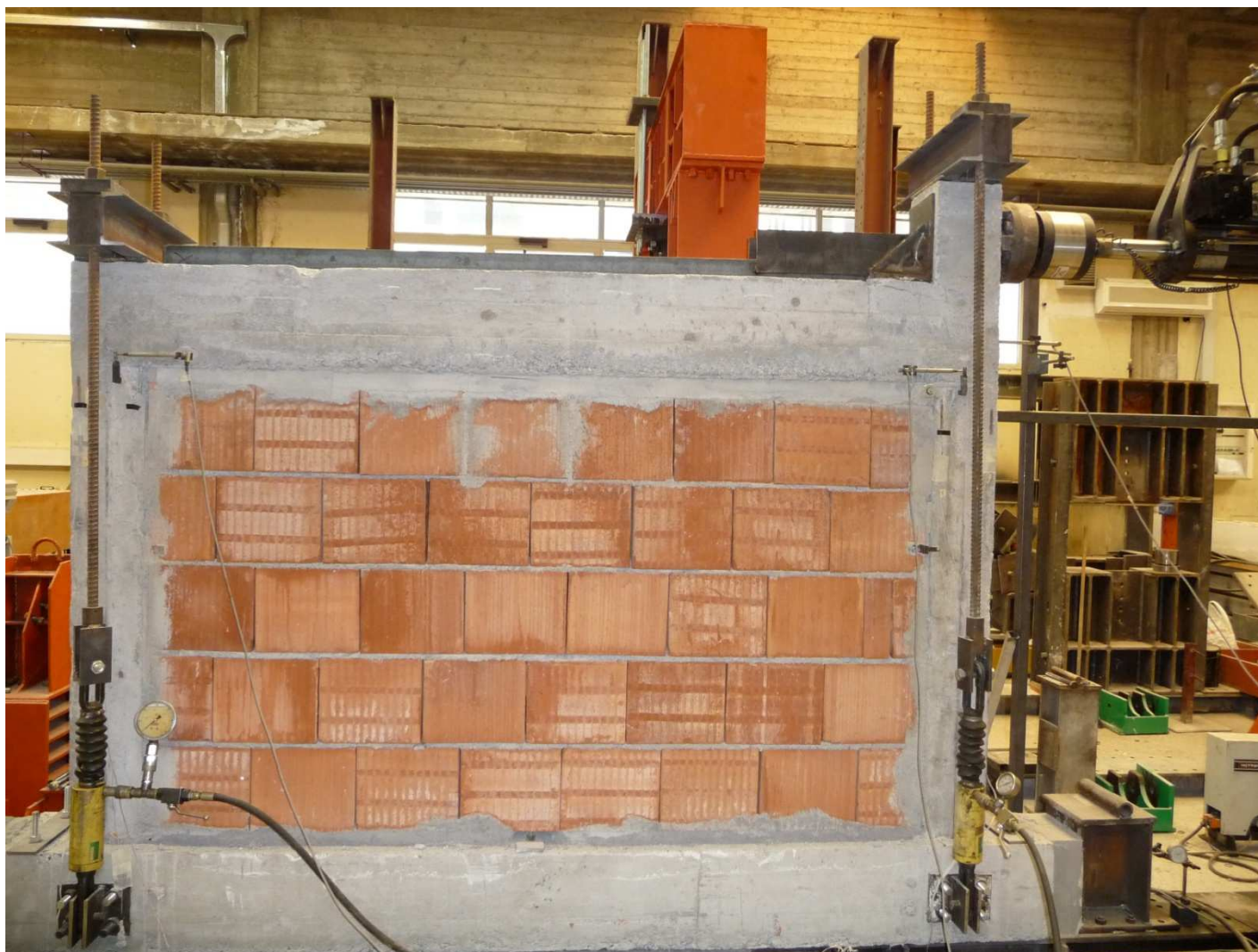
Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania





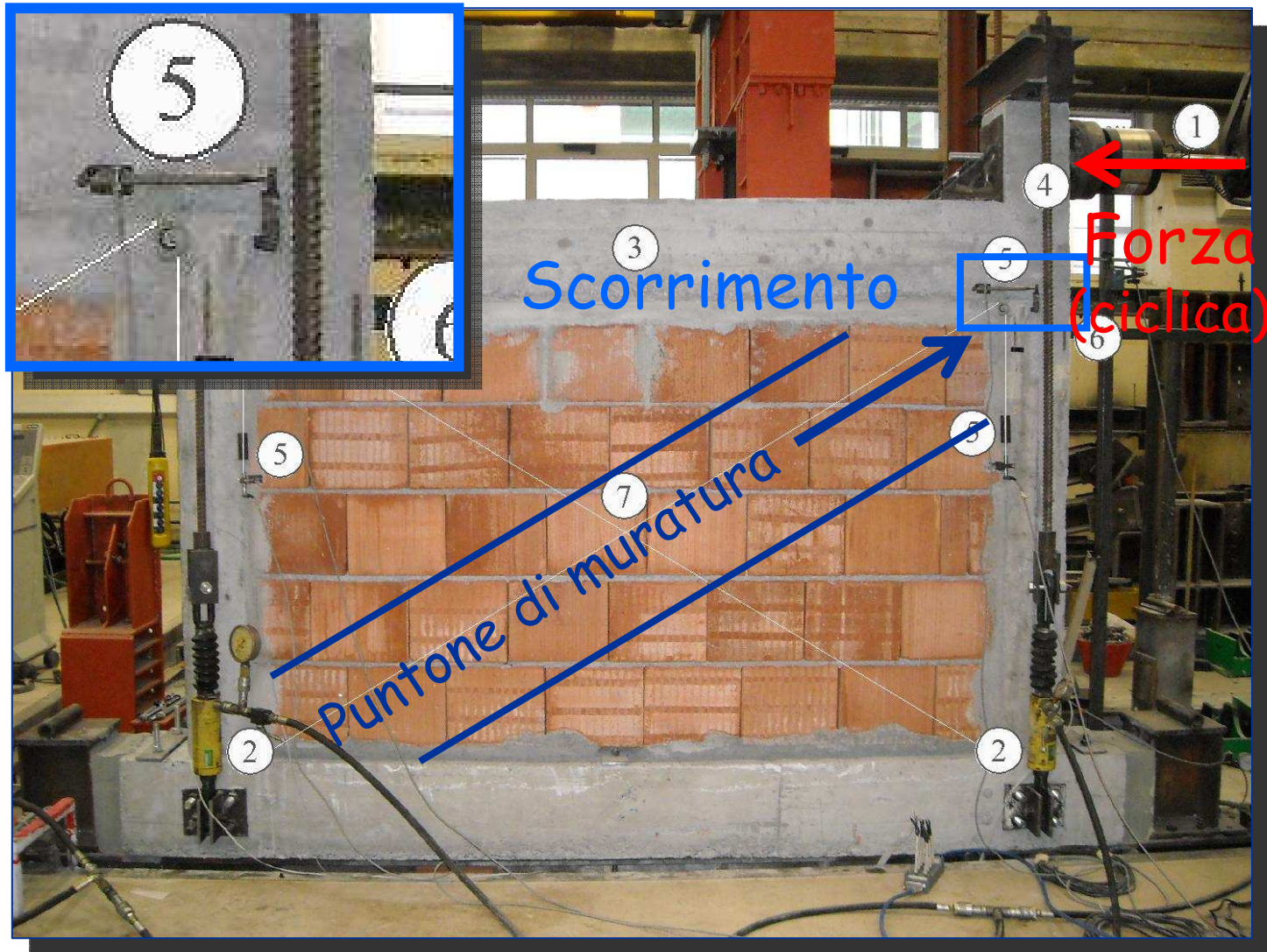
# Prova di scorrimento su telaio

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



# Prova di scorrimento su telaio

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



# Prova di scorrimento su telaio

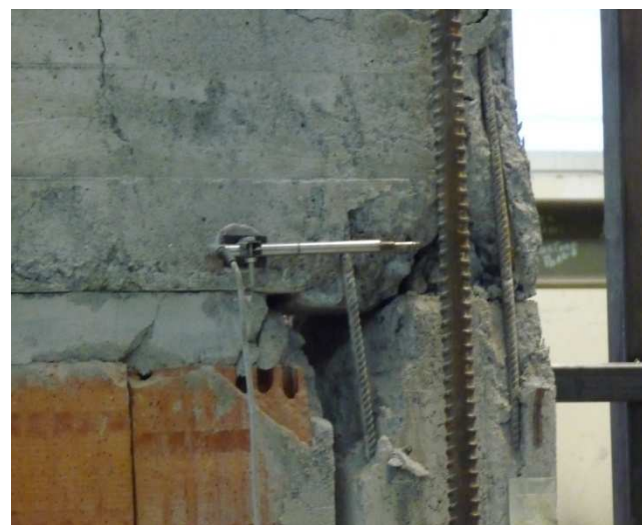
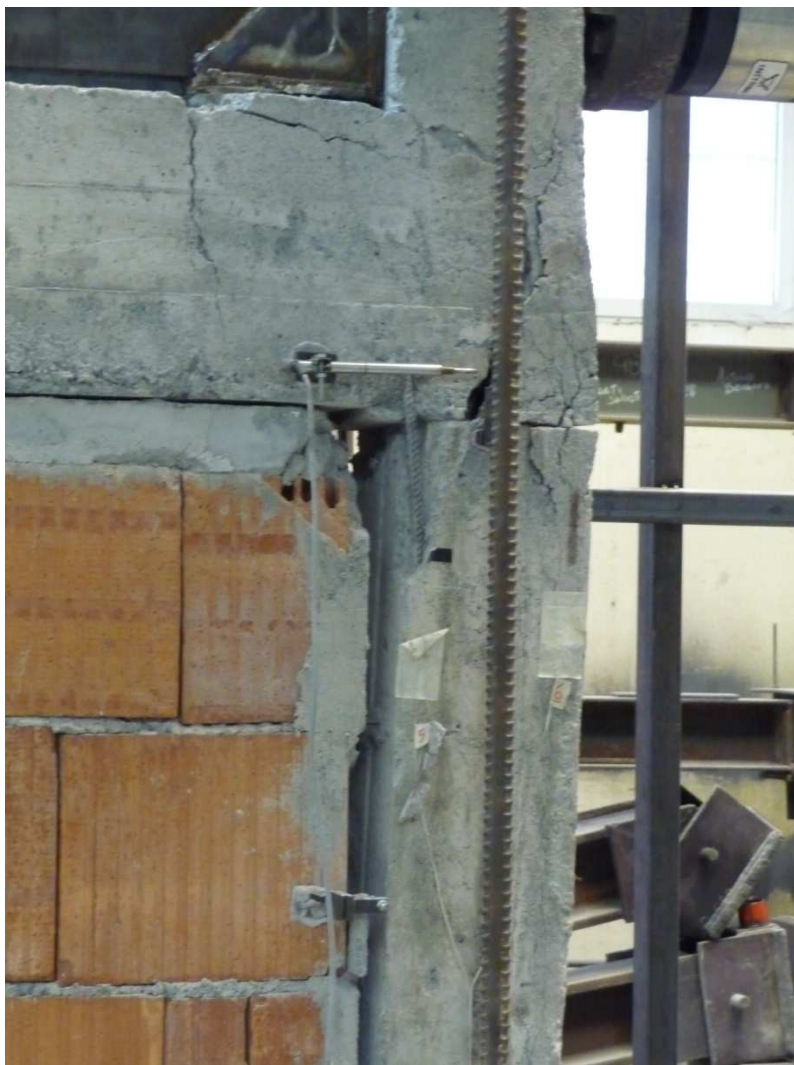
## graficizzazione dei risultati sperimentali





# Prova di scorrimento su telaio

fase finale, con grandi scorrimenti

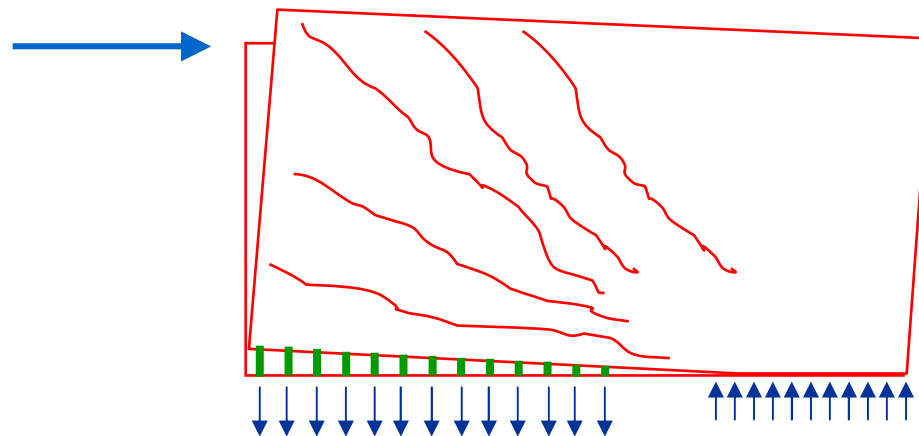


# Prova di scorrimento su telaio

fase finale, con grandi scorrimenti



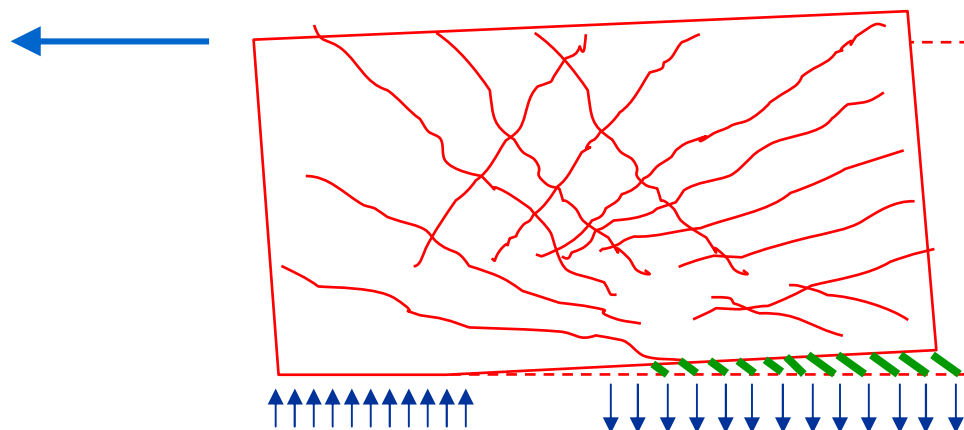
## Descrizione del meccanismo di scorrimento



Nella prima fase di carico la parte alla base della parete in zona tesa è fessurata, la parte in zona compressa trasferisce l'azione a taglio ed impedisce gli scorrimenti.



## Descrizione del meccanismo di scorrimento



Dopo diversi cicli di carico il calcestruzzo lungo il piano di scorrimento subisce degrado e gli scorrimenti si manifestano per valori minori del taglio

# Verifica allo scorrimento

- Lungo il piano di scorrimento nelle pareti tozze occorre verificare che:

$$V_{Ed} \leq V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

$V_{dd}$       Resistenza per effetto spinotto

$V_{id}$       Resistenza a taglio di eventuali barre diagonali

$V_{fd}$       Resistenza per attrito

Vedere foglio Excel "VerificaParete"

# Verifica allo scorrimento

## resistenza per effetto spinotto

- Resistenza a taglio delle barre verticali  $A_{sj}$  che attraversano la sezione di scorrimento

$$\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \sum A_{sj}$$

Le barre sono parzialmente impegnate flessionalmente:

$$\Rightarrow 0.25 f_{yd} \sum A_{sj}$$

- In alternativa, si deve considerare l'azione che determina l'espulsione del copriferro

$$1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}}$$

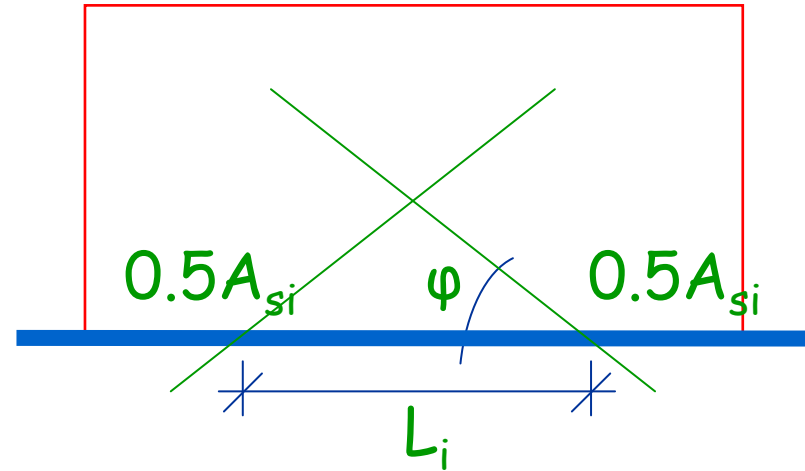
- Si deve considerare il più piccolo tra i due valori

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \\ 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

# Verifica allo scorrimento

## resistenza a taglio delle barre diagonali

$$V_{id} = \sum A_{si} f_{yd} \cos \varphi$$



Nota: La presenza delle armature inclinate determina però anche un incremento del momento resistente (e quindi del taglio sollecitante)

$$\Delta M_{Rd} = 0.5 L_i \sum A_{si} f_{yd} \sin \varphi$$

- Per le pareti tozze una buona parte dello scorrimento deve essere affidato a barre diagonali

$$V_{id} \geq V_{Ed}/2$$

# Parete con barre diagonali

Edificio in costruzione

Per contrastare lo scorrimento della parete sono state disposte barre inclinate che attraversano le riprese di getto



foto M. Dasasso

# Verifica allo scorrimento

## resistenza per attrito

- La resistenza allo scorrimento dovuto all'attrito può essere valutato come somma di due contributi
  - contributo del calcestruzzo
  - contributo dell'armatura compressa

# Verifica allo scorrimento

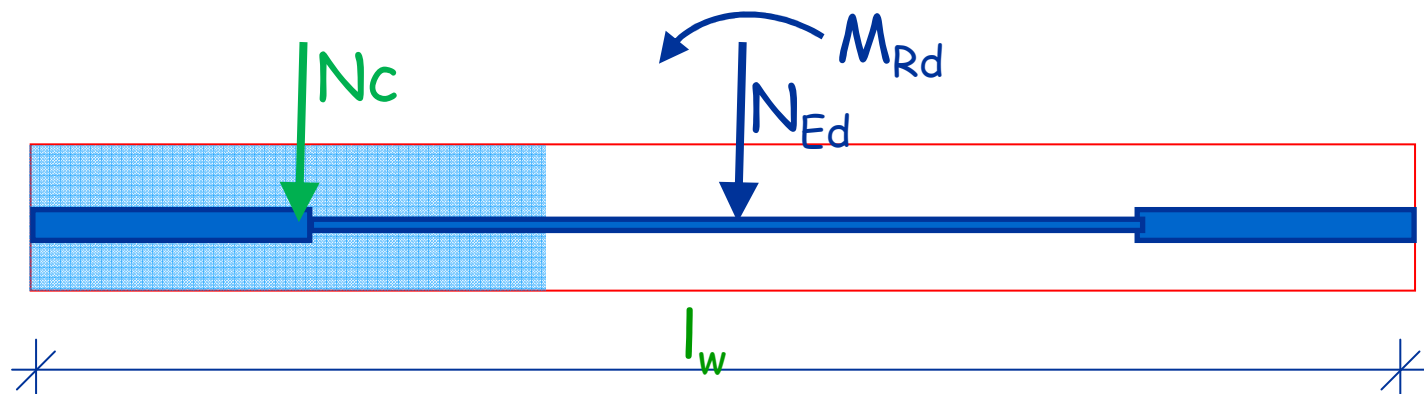
## resistenza per attrito

- Contributo del calcestruzzo
  - concettualmente dovrebbe essere:

$$V_{fd} = \mu_f N_c$$

$N_c$  valutato da verifica a presso-flessione

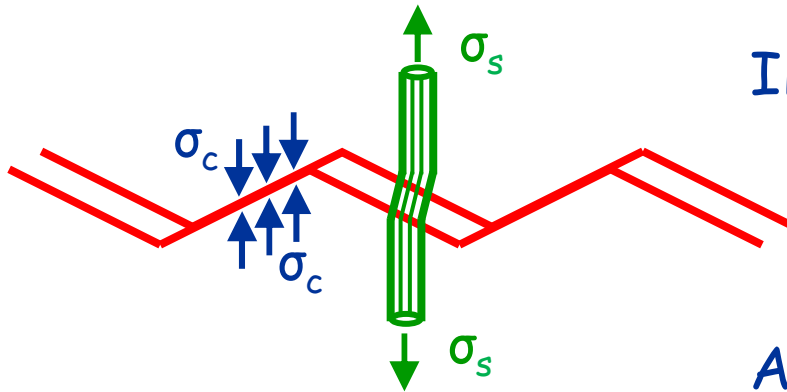
$\mu_f = 0.6$ , coefficiente d'attrito sotto azioni cicliche



# Verifica allo scorrimento

## resistenza per attrito

- Contributo dell'armatura compressa
  - Lo scorrimento relativo tra le facce di una lesione produce un incremento dello spessore della fessura che determina trazione nelle barre
  - La trazione è equilibrata da una forza di compressione agente sul calcestruzzo vicino alle barre



Il contributo dell'armatura vale

$$\mu_f \sum A_{sj,c} f_{yd}$$

$A_{sj,c}$  armatura in zona compressa



# Verifica allo scorrimento

## resistenza per attrito

- La resistenza allo scorrimento dovuto all'attrito potrebbe essere espressa con

$$V_{fd} = \mu_f \left( \sum A_{sj,c} f_{yd} + N_c \right) \quad \mu_f = 0.6$$

- La normativa fornisce come indicazione

$$V_{fd} = \mu_f \left[ \left( \sum A_{sj} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] \quad \mu_f = 0.6$$

$$\xi N_{Ed} + \frac{M_{Ed}}{z} \quad \text{corrisponde ad } N_c$$

$$\xi \sum A_{sj} \quad \text{corrisponde a } \sum A_{sj,c}$$

# Resistenza per attrito

## confronto tra le due espressioni

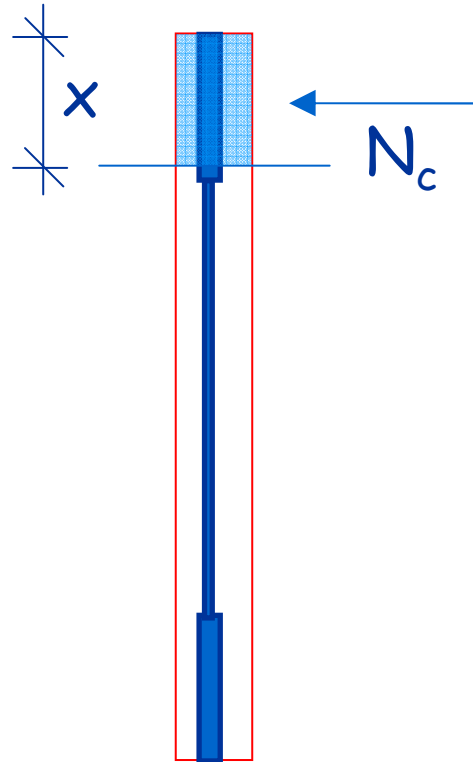
Sezione 20x400

$A_{sc} = 12 \phi 16, l_c = 80 \text{ cm}$

$A_{snc} = 10 \phi 12, l_{nc} = 240 \text{ cm}$

$N_{max} = -1000 \text{ kN}$

$M_{Rd} = 6196 \text{ kNm}$



Asse neutro

$$x = 74.8 \text{ cm}$$

Risultante tensioni di compressione

$$N_c = 1715 \text{ kN}$$

Armatura compressa

$$\sum A_{sj,c} = \frac{x}{l_c} A_{sc} = \frac{74.8}{80} \times 24.1 = 22.5 \text{ cm}^2$$

# Resistenza per attrito

## confronto tra le due espressioni

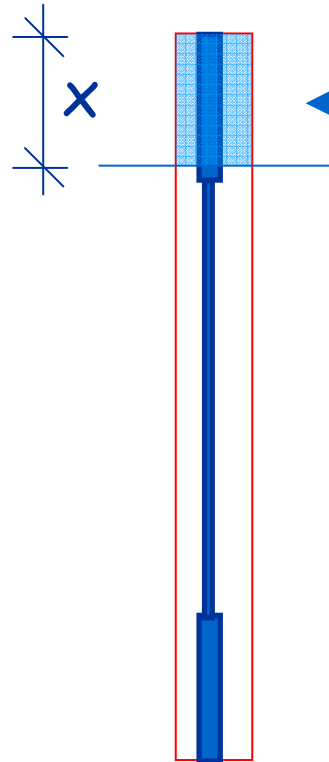
Sezione 20x400

$A_{sc} = 12 \phi 16, l_c = 80 \text{ cm}$

$A_{snc} = 10 \phi 12, l_{nc} = 240 \text{ cm}$

$N_{Ed} = -1000 \text{ kN}$

$M_{Rd} = 5543 \text{ kNm}$



$$V_{fd} = \mu_f \left( \sum A_{sj,c} f_{yd} + N_c \right) =$$

$$0.6 \left( \frac{22.5 \times 391.3}{10} + 1715 \right) = 1557 \text{ kN}$$

Secondo normativa

$$V_{fd} = \mu_f \left[ \left( \sum \underset{59.5 \text{ cm}^2}{A_{sj}} \underset{0.187}{f_{yd}} + N_{Ed} \right) \underset{0.187}{\xi} + \frac{\underset{z}{M_{Ed}}}{z} \right] 1732 \text{ kN}$$

# Resistenza per attrito

## confronto tra le due espressioni

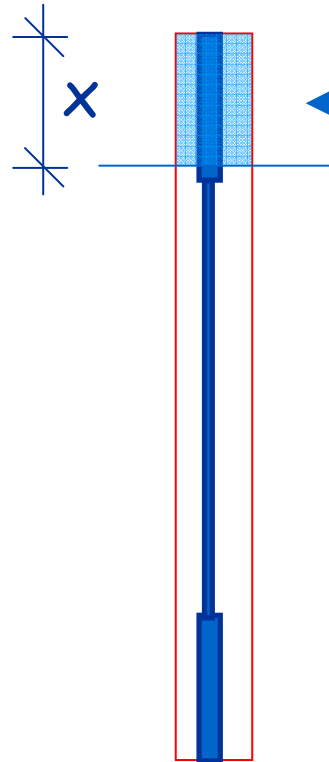
Sezione 20x400

$A_{sc} = 12 \phi 16, l_c = 80 \text{ cm}$

$A_{snc} = 10 \phi 12, l_{nc} = 240 \text{ cm}$

$N_{Ed} = -1000 \text{ kN}$

$M_{Rd} = 5543 \text{ kNm}$



$$V_{fd} = \mu_f \left( \sum A_{sj,c} f_{yd} + N_c \right) =$$

$$0.6 \left( \frac{22.5 \times 391.3}{10} + 1715 \right) = 1557 \text{ kN}$$

Secondo normativa

$$V_{fd} = \mu_f \left[ \left( \sum A_{sj} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] = 1413 \text{ kN}$$

Sono quasi uguali

# Resistenza per attrito

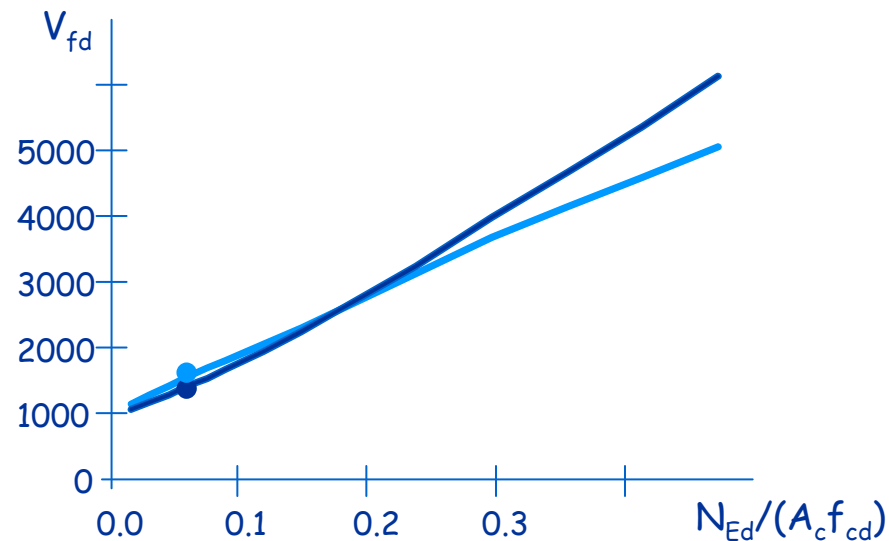
## confronto tra le due espressioni

Approccio teorico:

$$V_{fd}=1557 \text{ kN}$$

Da normativa:

$$V_{fd}=1413 \text{ kN}$$

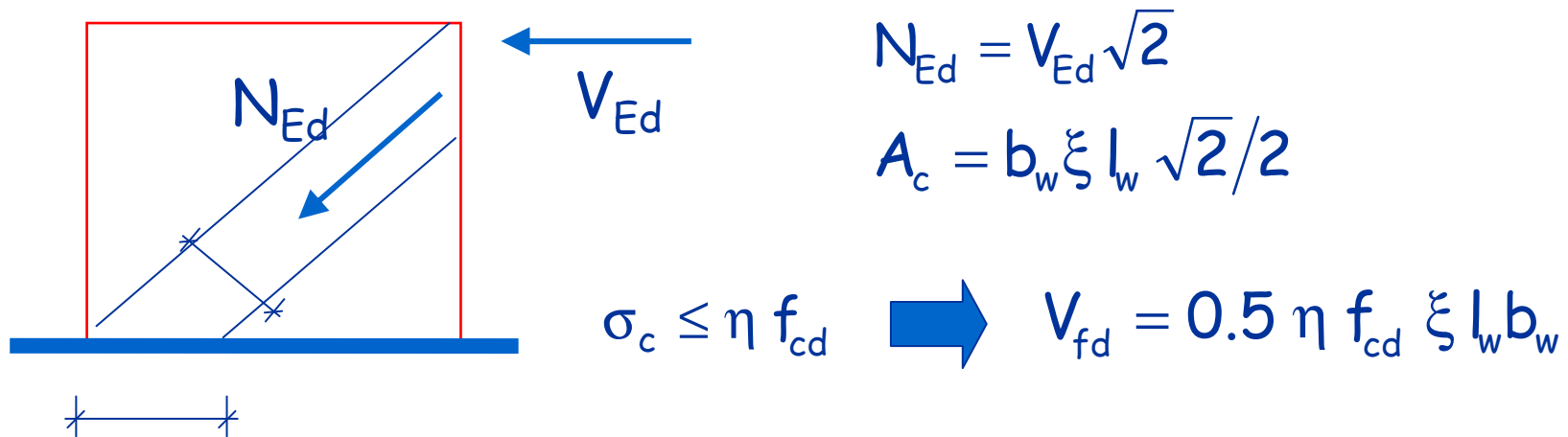


I due approcci forniscono valori simili fino a valori di  $N_{Ed}$  pari al 25% di  $A_c f_{cd}$

# Verifica allo scorrimento

## resistenza per attrito

- L'azione esterna è trasmessa alla base della setto mediante un puntone compresso che non deve subire schiacciamento



$$N_{Ed} = V_{Ed} \sqrt{2}$$

$$A_c = b_w \xi l_w \sqrt{2}/2$$

$$\sigma_c \leq \eta f_{cd} \quad \Rightarrow \quad V_{fd} = 0.5 \eta f_{cd} \xi l_w b_w$$

$\xi l_w$  (porzione compressa alla base del setto)

La resistenza del puntone compresso rappresenta il limite superiore alla resistenza per attrito

# Verifica allo scorrimento

## resistenza per attrito

- L'azione esterna è trasmessa alla base della setto mediante un puntone compresso che non deve subire schiacciamento

$$V_{fd} = \min \begin{cases} 0.5 \eta f_{cd} \xi L_w b_w \\ \mu_f \left( \sum A_{sj,c} f_{yd} + N_c \right) \end{cases}$$

$$\eta = 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$\mu_f = 0.6$$

Edificio con pareti in c.a.

Problemi specifici

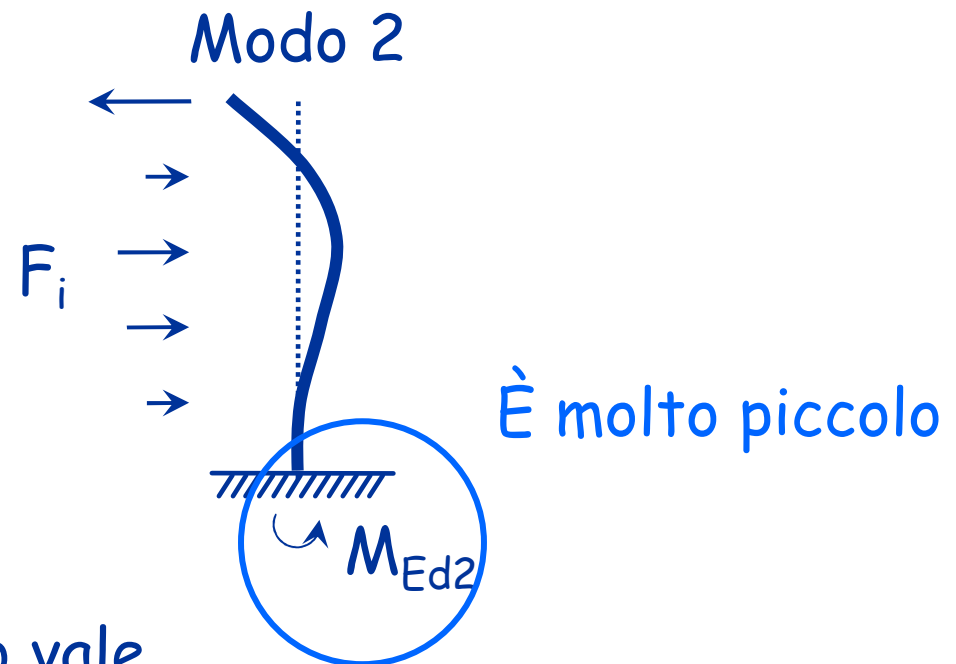
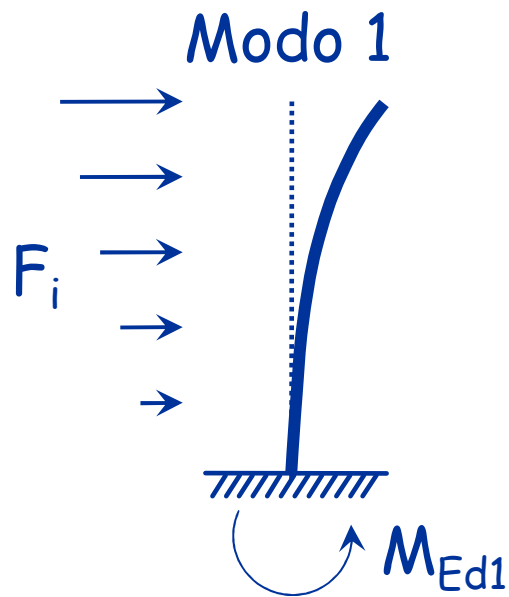


# Comportamento lineare e non lineare

- L'analisi modale valuta correttamente il comportamento elastico lineare
- Durante il sisma si supera la resistenza della struttura e si va in campo non lineare
  - La maggior resistenza (sovrarresistenza) a flessione induce maggiori sollecitazioni a taglio
  - Il contributo dei modi successivi al primo può diventare più rilevante

# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto dei modi superiori

- Consideriamo i primi due modi di vibrazione



Il taglio al generico piano vale

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + V_{Ed2}^2}$$

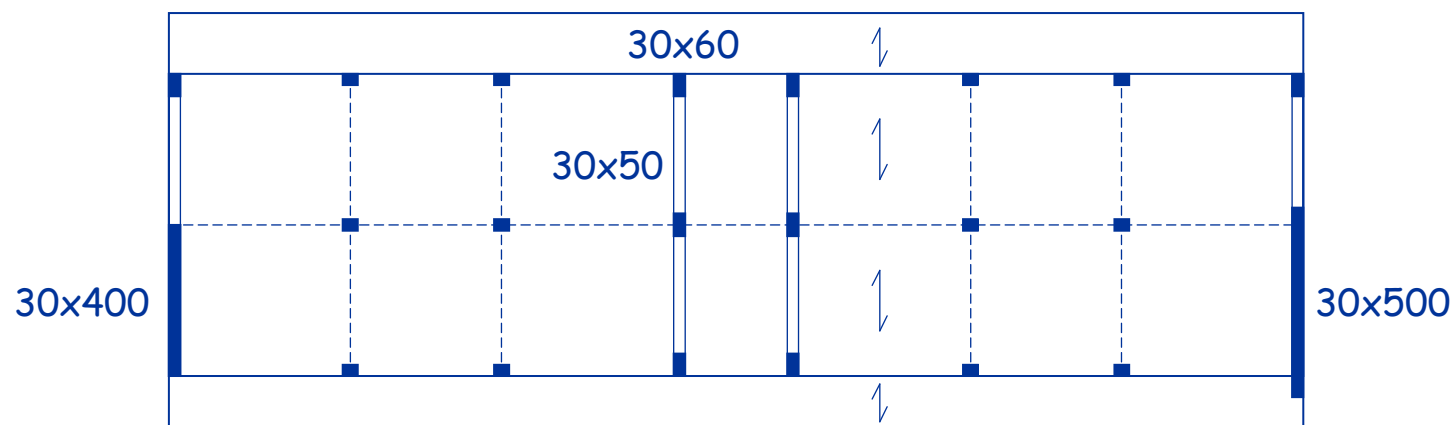
# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto dei modi superiori

- Il momento flettente alla base della parete è provocato sostanzialmente dal primo modo
- Il contributo del modo 2 non è influenzato dal momento alla base e dunque dalla plasticizzazione della parete
- Si può immaginare che la struttura risponda secondo il modo 2 elasticamente (cioè senza poter applicare la riduzione di  $q$ ) e dunque il taglio va calcolato come segue

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + (qV_{Ed2})^2}$$

# Esempio analizzato

- Edificio a sei impalcati, con due pareti
  - Pareti diverse, ma centro masse = centro rigidezze



6 piani  
 $H_{\text{piani}} = 3.20 \text{ m}$   
 $L_{\text{travi}} = 4.00 \text{ m}$

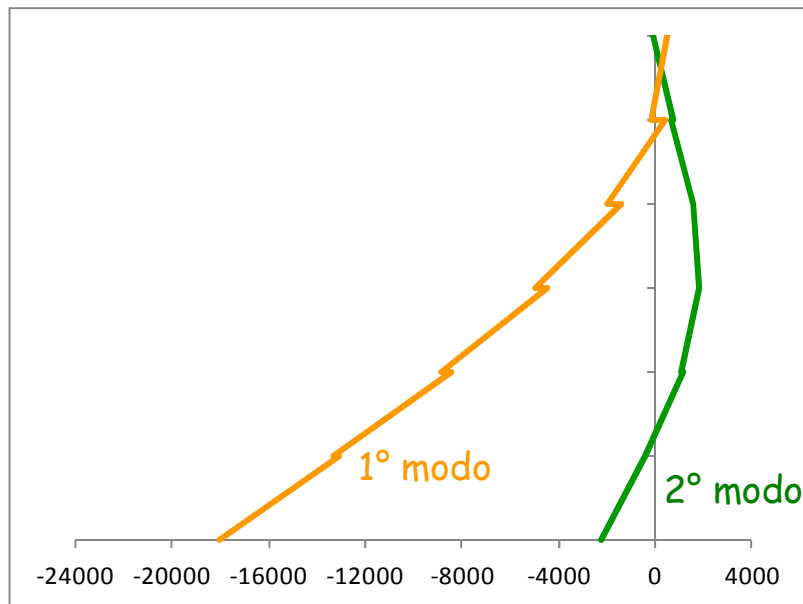
$W_6 = 3000 \text{ kN}$   
 $W_{\text{altri}} = 3300 \text{ kN}$   
 $C_M = C_R$

Vedi cartella "Pareti"

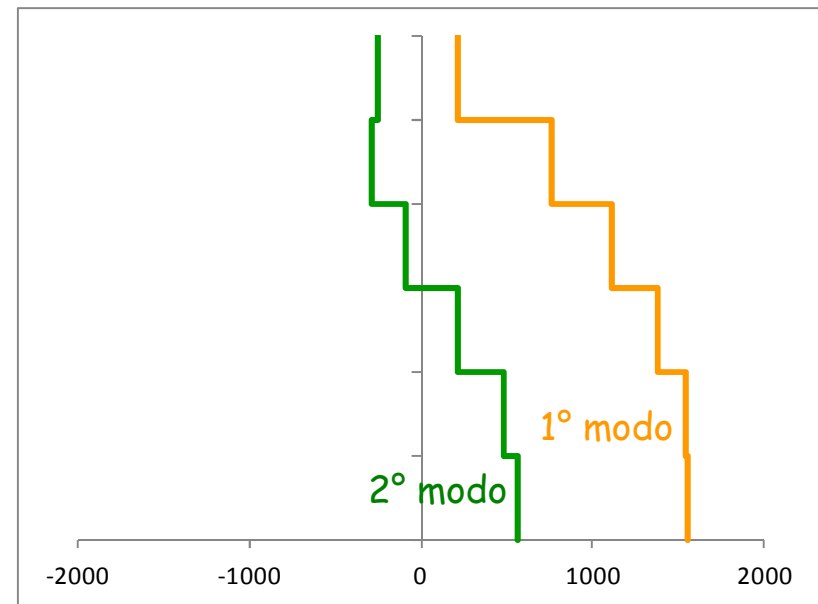
# Comportamento elastico lineare

## analisi modale

- Risultati dell'analisi modale (parete 30x500)



Momento flettente



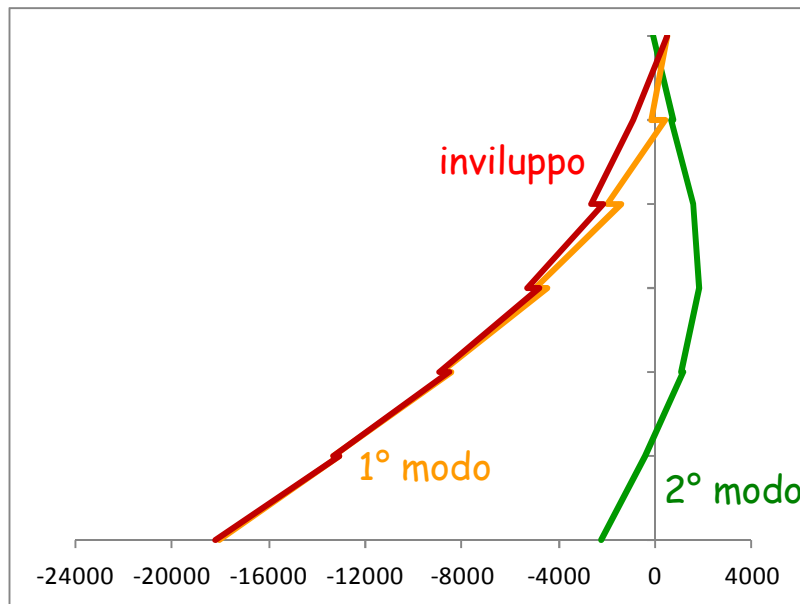
Taglio

# Comportamento elastico lineare

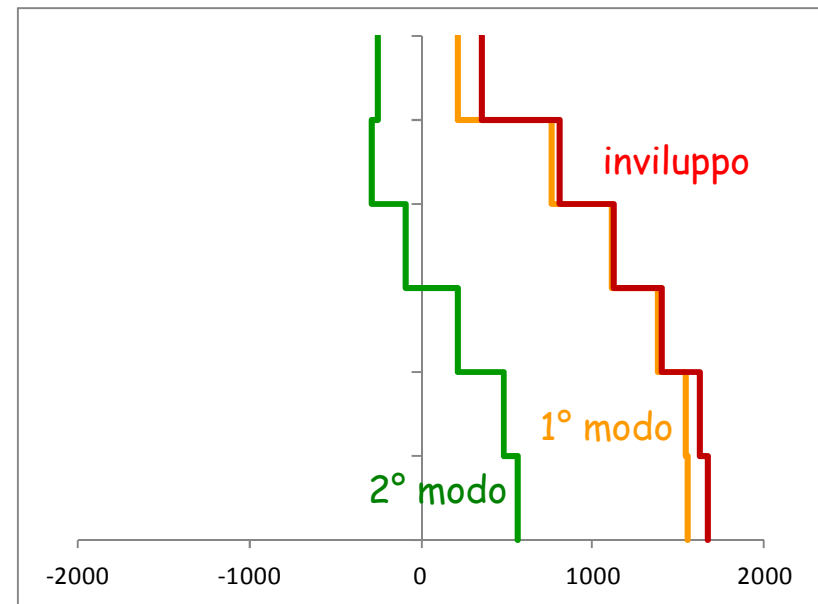
## analisi modale

- Risultati dell'analisi modale (parete 30x500)

Il 2° modo da un contributo minimo



Momento flettente

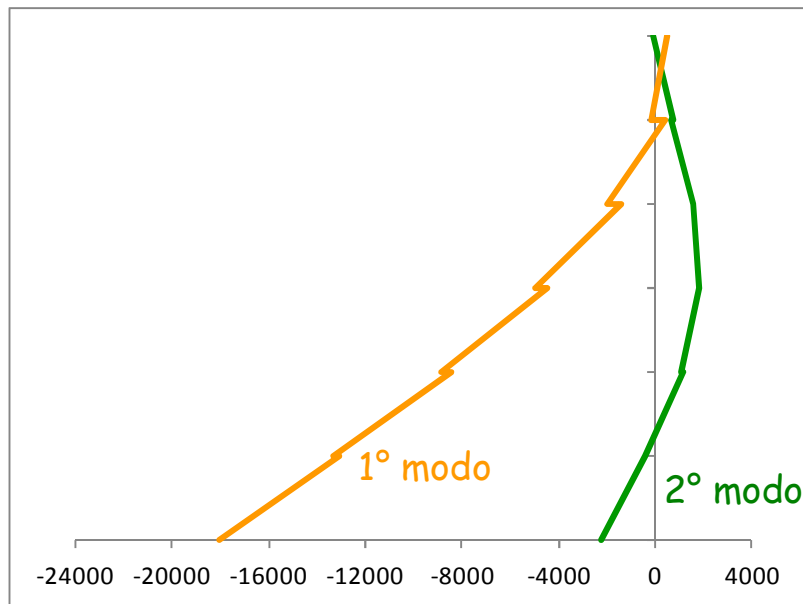


Taglio

# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Il 2° modo provoca alla base momenti flettenti modesti
- Quando la sezione alla base si plasticizza l'effetto del secondo modo può dare ulteriori contributi



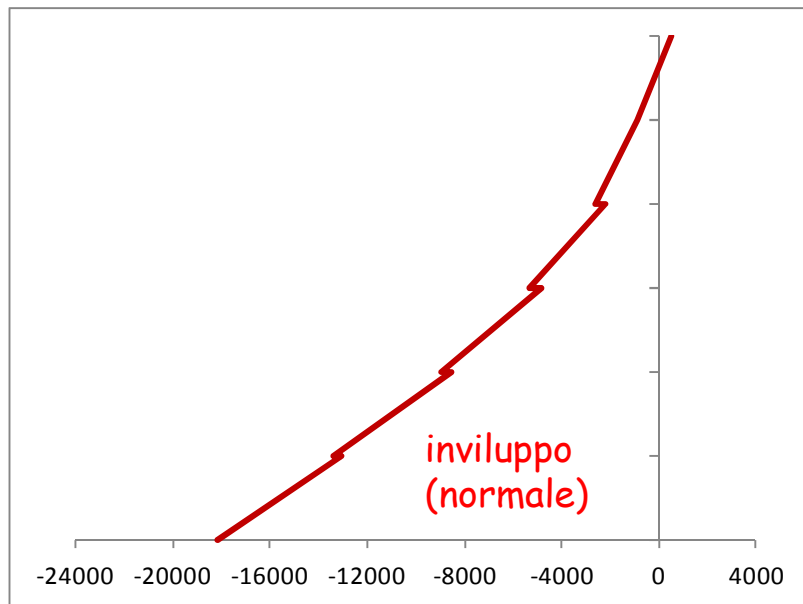
Momento flettente

- Per tener conto di questo:
  - moltiplicare per  $q$  il contributo del 2° modo
  - calcolare di nuovo l'involuppo modale

# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Il 2° modo provoca alla base momenti flettenti modesti
- Quando la sezione alla base si plasticizza l'effetto del secondo modo può dare ulteriori contributi



Momento flettente

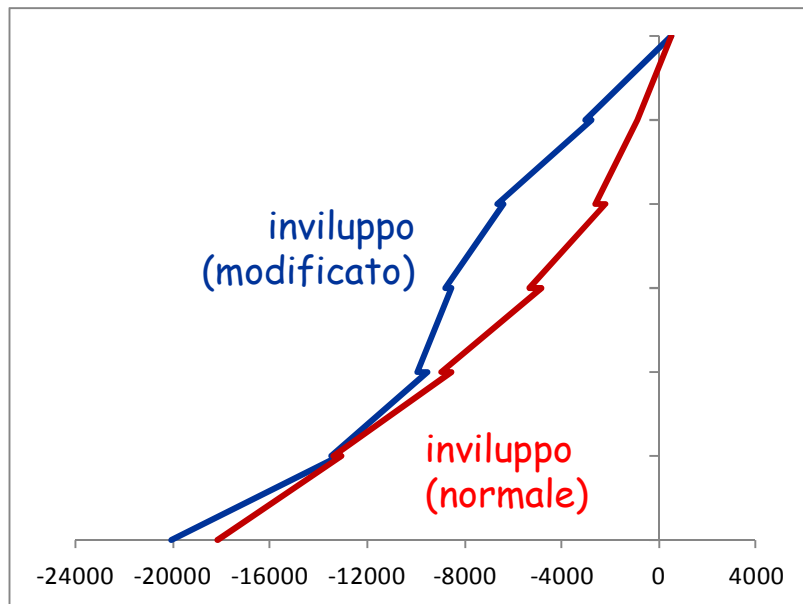
- Per tener conto di questo:
  - moltiplicare per  $q$  il contributo del 2° modo
  - calcolare di nuovo l'involuppo modale



# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Il 2° modo provoca alla base momenti flettenti modesti
- Quando la sezione alla base si plasticizza l'effetto del secondo modo può dare ulteriori contributi



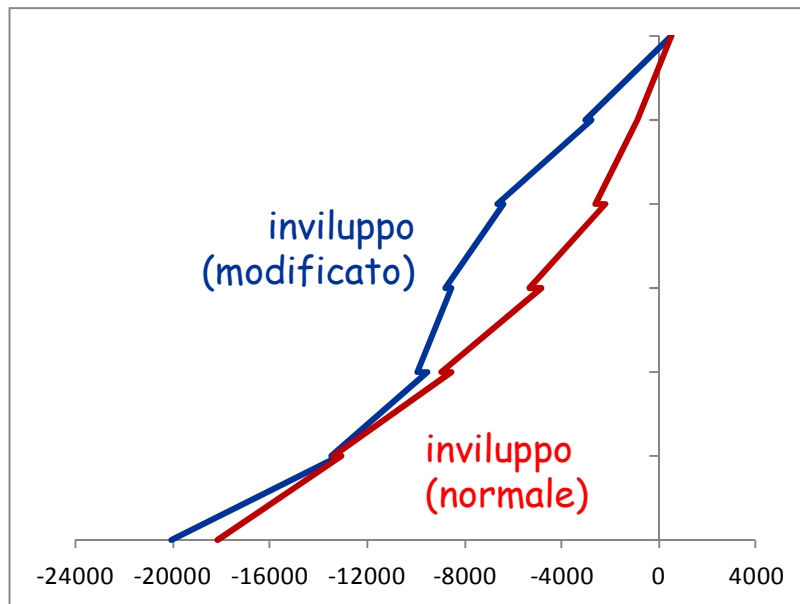
Momento flettente

- Per tener conto di questo:
  - moltiplicare per  $q$  il contributo del 2° modo
  - calcolare di nuovo l'involuppo modale

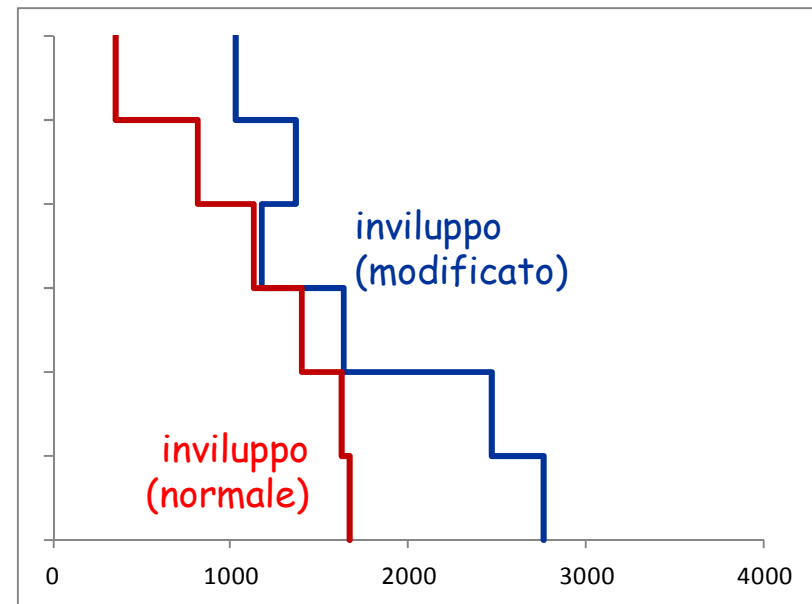
# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Il 2° modo provoca alla base momenti flettenti modesti
- Quando la sezione alla base si plasticizza l'effetto del secondo modo può dare ulteriori contributi



Momento flettente

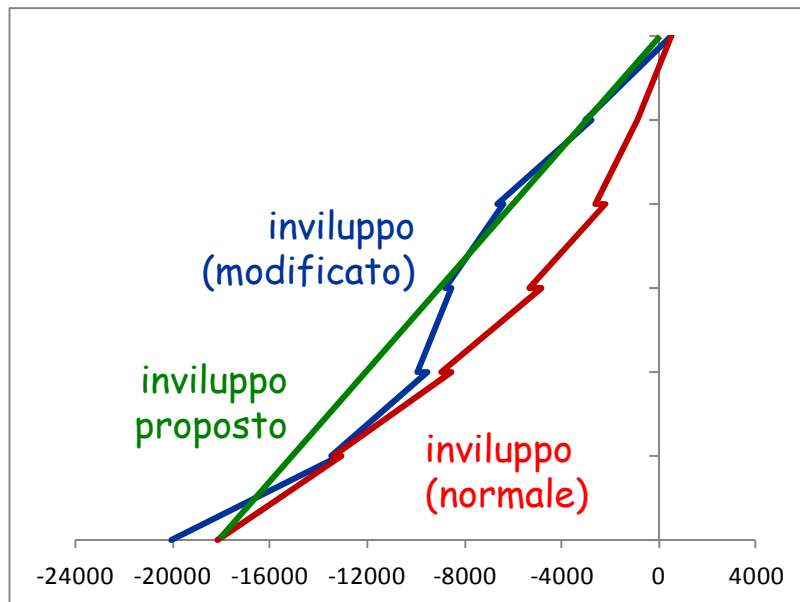


Taglio

# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Commento: flessione
  - Si ha un incremento del momento flettente ai piani superiori



Momento flettente

- Suggerimento di normativa
- Adottare un diagramma del momento flettente lineare

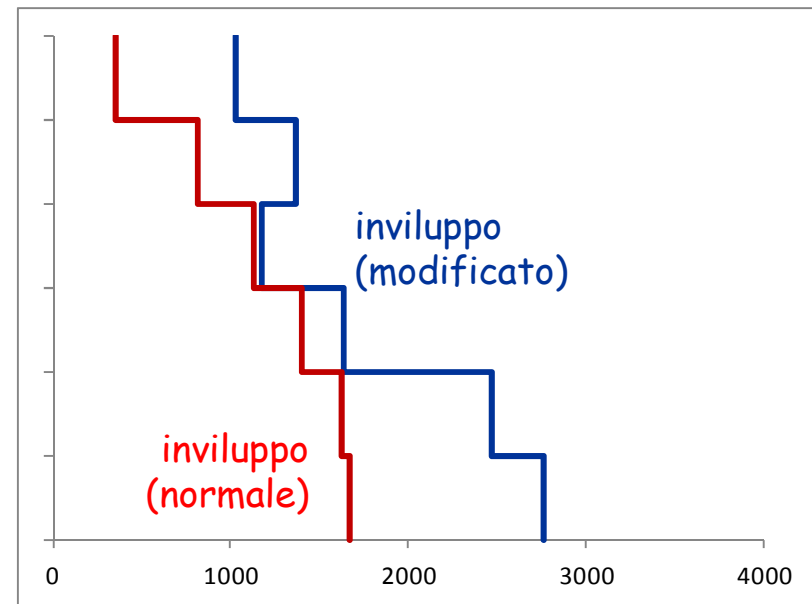
# Comportamento elasto-plastico

## analisi modale

- Commento: taglio
  - Si ha un forte incremento del taglio alla base
  - Ai piani superiori il taglio si mantiene forte

### Suggerimento di normativa

- Calcolare l'incremento alla base
- Mantenere intesa un taglio pari a metà del valore alla base



Taglio

# Comportamento elasto-plastico

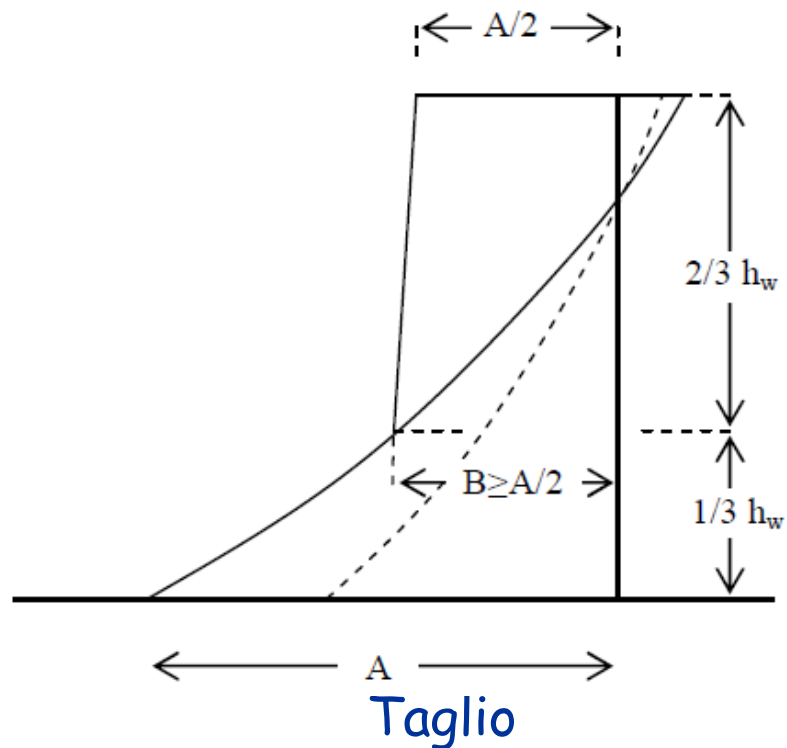
## analisi modale

- Commento: taglio
  - Si ha un forte incremento del taglio alla base
  - Ai piani superiori il taglio si mantiene forte

### Suggerimento di normativa

- Calcolare l'incremento alla base
- Mantenere intesa un taglio pari a metà del valore alla base

Nota: l'immagine di normativa non è molto verosimile, perché il taglio è costante a tratti



NTC 08, punto 7.4.4.5.1

# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto dei modi superiori

- Il taglio andrebbe calcolato come segue

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + (qV_{Ed2})^2}$$

- Il contributo alla risposta sismica del modo 2 può essere espresso in funzione di quello del modo 1

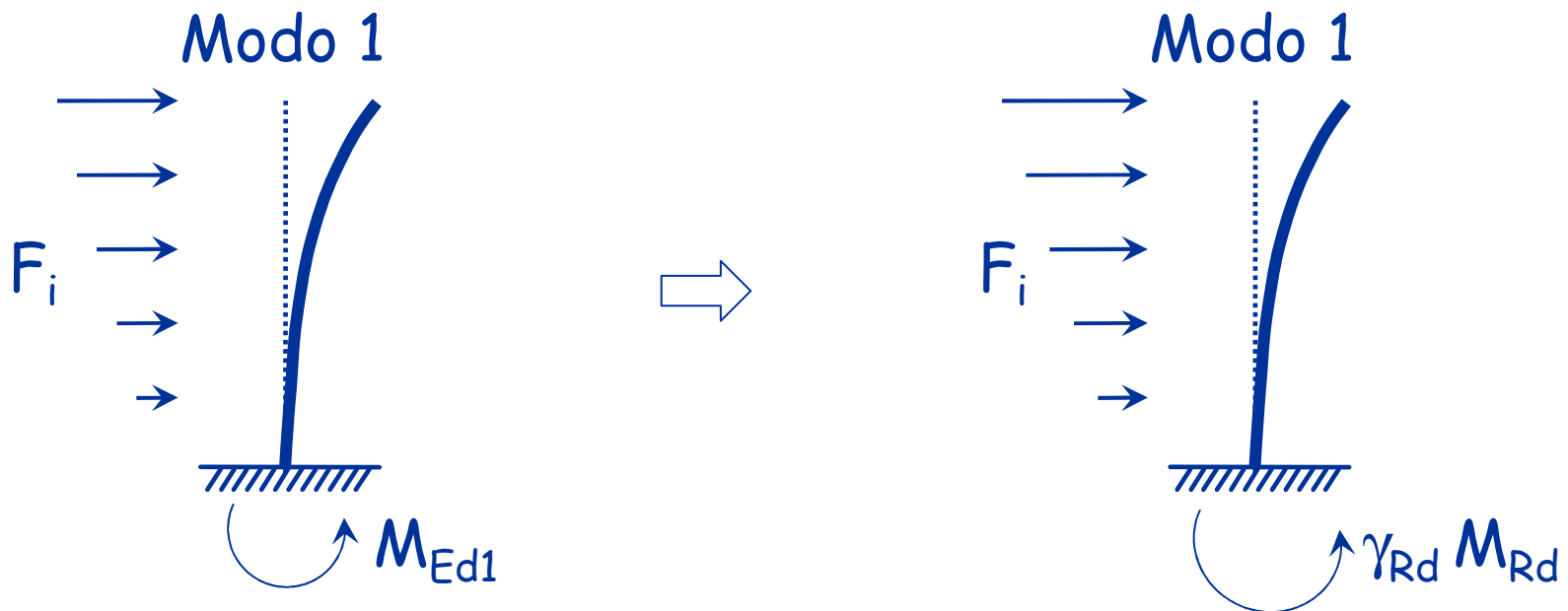
$$V_{Ed2} = \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1}$$

ottenendo quindi

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + \left( q\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1} \right)^2}$$

# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto della sovraresistenza

- La parete può avere al piede una resistenza a flessione maggiore di quella di calcolo
- Di conseguenza anche il taglio può aumentare

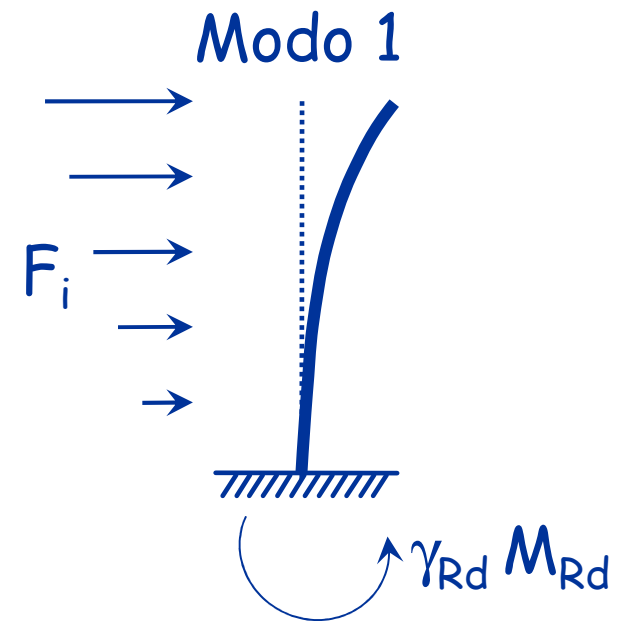


# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto della sovraresistenza

- La parete può avere al piede una resistenza a flessione maggiore di quella di calcolo
- Di conseguenza anche il taglio può aumentare
- Si può incrementare in proporzione il contributo del primo modo

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed1}^2 + \left( q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1} \right)^2}$$

Moltiplicare  $V_{Ed1}$  per  $\frac{\gamma_{Rd} M_{Rd}}{M_{Ed}}$





## Amplificazione delle sollecitazioni per effetto di modi superiori e sovrarresistenza

- Tenendo conto di modi superiori e sovrarresistenza

$$V_{Ed} = \sqrt{\left( \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} V_{Ed1} \right)^2 + \left( q \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1} \right)^2}$$

- La norma prescrive quindi di amplificare il valore di calcolo  $V_{Ed}$  mediante il coefficiente

$$1.5 \leq q \sqrt{\left( \frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + \left( \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} \right)^2} \leq q$$

# Amplificazione delle sollecitazioni per effetto di modi superiori e sovraresistenza

- Più precisamente, la normativa prescrive come fattore di incremento

## Strutture di classe di duttilità A

pareti snelle  $1.5 \leq q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + \left(\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)}\right)^2} \leq q$  con  $\gamma_{Rd} = 1.2$

pareti tozze  $\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q$

## Strutture di classe di duttilità B

pareti snelle 1.5

pareti estese  
debolmente armate  $\frac{q+1}{2}$

# Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità A

$$q = 4$$

$$T_1 = 0.514 \text{ s} \quad T_c = 0.53 \text{ s} \quad S_d(T_1) = S_d(T_c)$$

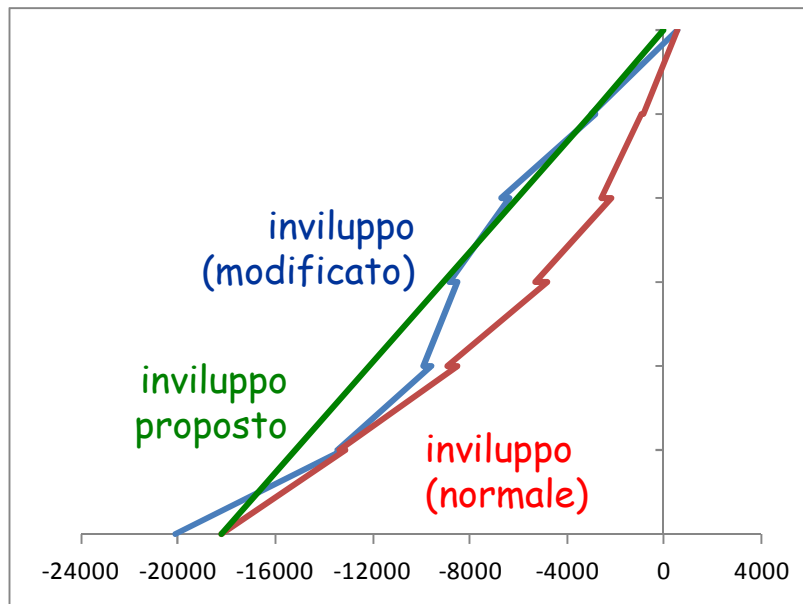
si ipotizza  $M_{Rd} = M_{Ed}$

$$q \sqrt{\left( \frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + \left( \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} \right)^2} = 1.744$$

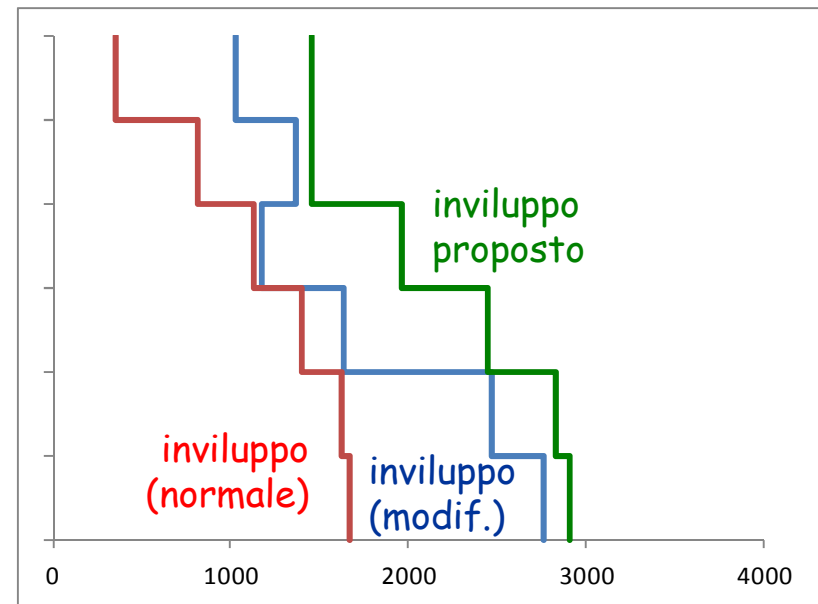
# Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità A    incremento taglio 1.744



Momento flettente

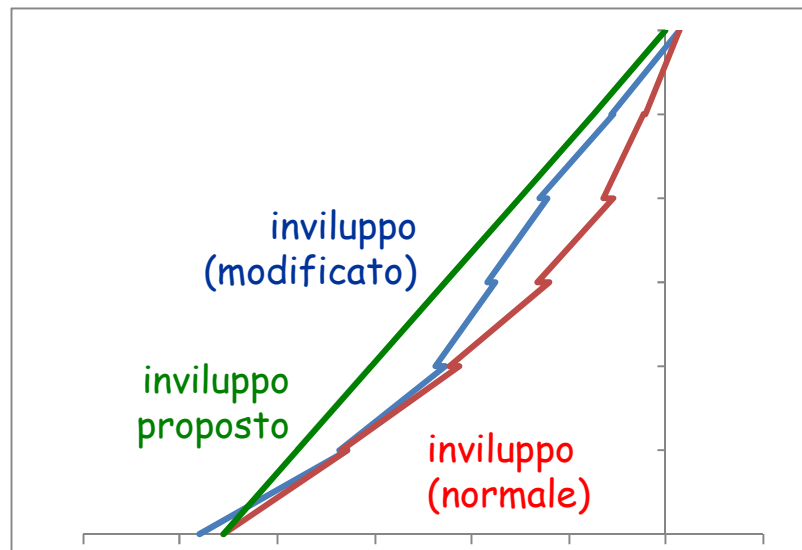


Taglio

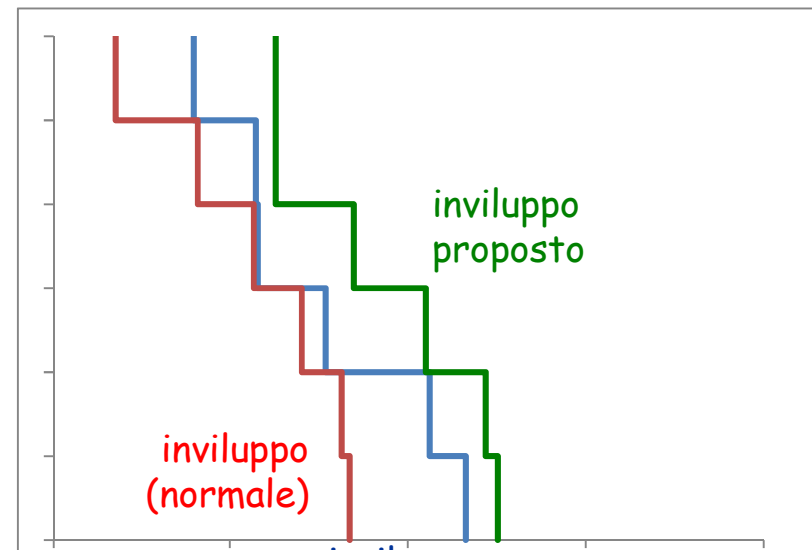
# Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità B      incremento taglio 1.5



Momento flettente



Taglio