

Corsi di aggiornamento  
**Progettazione strutturale e  
 Norme Tecniche per le Costruzioni 2008**

Villa Redenta, Spoleto  
 febbraio - giugno 2012

Organizzati da Aurelio Gherzi

Con il patrocinio di:  
 Comune di Spoleto  
 Ordine degli ingegneri della provincia di Perugia  
 Ordini degli ingegneri delle province di Ancona, Catania,  
 Lecce, Messina, Oristano, Parma, Rimini, Siracusa, Viterbo  
 ATE, Associazione Tecnologi dell'Edilizia, Milano

**Patrocinio**



Corso di aggiornamento  
**Progettazione strutturale e  
 Norme Tecniche per le Costruzioni 2008**

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
 antisismiche con pareti in c.a.**

1 - Introduzione

Spoletto  
 10-11 maggio 2012  
 Aurelio Gherzi

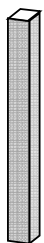
**Pareti in c.a.**  
 Perché parlarne ?

- 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

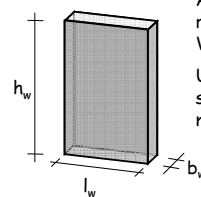
**Elemento strutturale "parete"**

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra

**Pilastro**



**Parete**

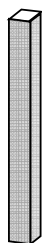


**Parete:**  
 Asta che non rispetta i  
 requisiti di De Saint  
 Venant  
 Una dimensione della  
 sezione è nettamente  
 maggiore rispetto all'altra

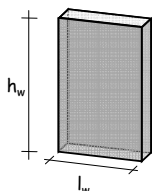
## Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra

Pilastro

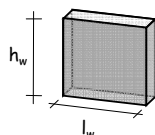


Parete snella



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

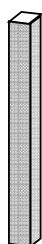


Esempio: trave realizzata come parapetto

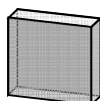
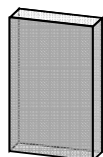
Ma anche: travi a spessore molto larghe, travi di fondazione molto alte

## Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra



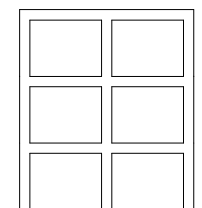
Via via il modello di trave di De Saint Venant perde valore e si tende al modello di piastra



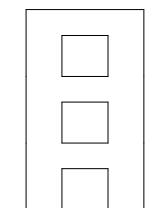
## Tipologia strutturale con pareti

- Dal telaio alle singole pareti

Telaio



Pareti accoppiate

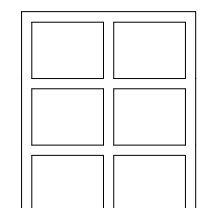


Pareti accoppiate: due pareti vicine tra loro, collegate ai vari piani da una trave rigida. La trave è molto sollecitata a taglio e questo diventa sforzo normale nelle pareti. Il momento ribaltante dell'azione sismica è assorbito in buona parte dalla coppia di sforzi normali

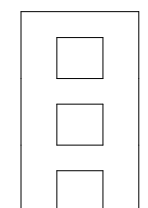
## Tipologia strutturale con pareti

- Dal telaio alle singole pareti

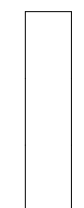
Telaio



Pareti accoppiate



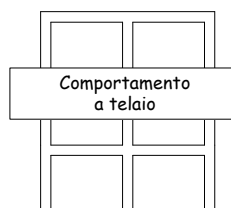
Pareti singole



## Tipologia strutturale con pareti

- Dal telaio alle singole pareti

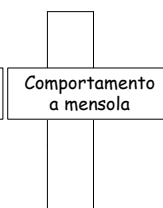
Telaio



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

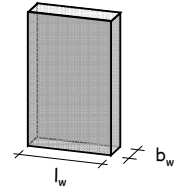
## Secondo la normativa: parete in cemento armato

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 ch  ...



NTC 08, punto 7.4.3.1

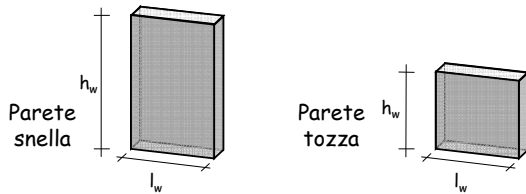
## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

Quando  $h_w \gg l_w$  (parete snella)

Gli effetti delle azioni sono simili a quelli delle travi

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

Sono necessari modelli ad hoc



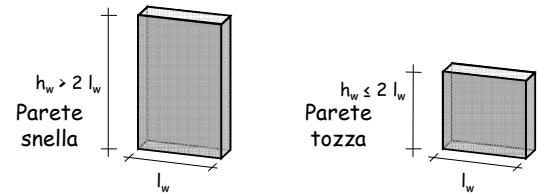
## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

Secondo le NTC 08 la parete  :

- snella quando  $h_w > 2 l_w$

Limite convenzionale

- tozza quando  $h_w \leq 2 l_w$



NTC 08, punto 7.4.4.5.1

## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

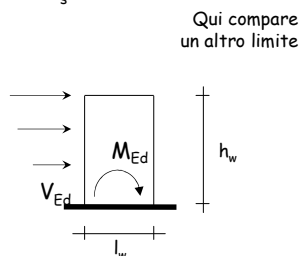
In realt  le NTC 08 specificano i criteri di verifica in funzione del rapporto  $\alpha_s$

Pareti "snelle"

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

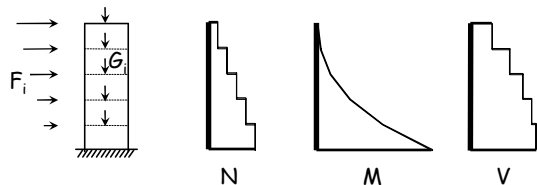
Pareti "tozze"

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



NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

## Stato di sollecitazione: pareti snelle



Flessione composta

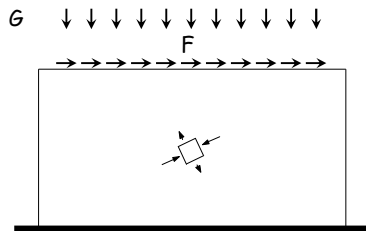
Sforzo normale dovuto ai carichi verticali

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.

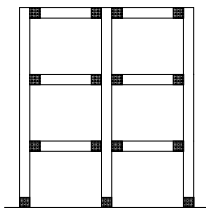
### ... e quindi

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:

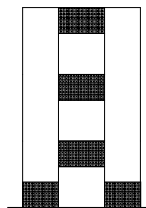
Formazione di cerniere agli estremi delle travi (e al piede dei pilastri del primo ordine)

Meccanismo molto dissipativo, buona duttilità globale

### Tipologia strutturale con pareti meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

#### Pareti accoppiate



#### Pareti accoppiate:

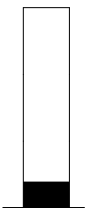
Completa plasticizzazione delle travi di accoppiamento (e della sezione di base delle pareti)

Meccanismo molto dissipativo, buona duttilità globale

### Tipologia strutturale con pareti meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

#### Pareti singole



#### Pareti singole:

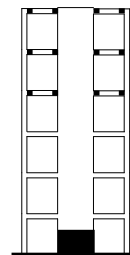
Plasticizzazione della sezione di base delle pareti, con rischio di rottura a taglio (da evitare)

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 $q$

Dipende da:

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

$$q = q_0 K_R$$

NTC 08, punto 7.3.1

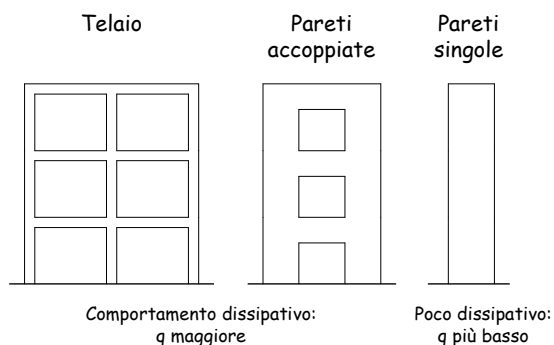
### Secondo la normativa:

classificazione delle tipologie e valori di  $q$

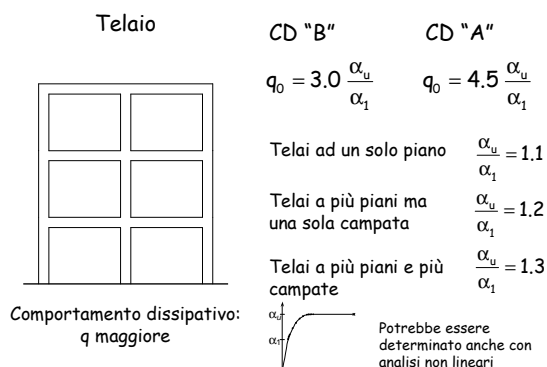
- Classe di duttilità alta: CD "A"
  - Per garantire questa duttilità, richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo ed impone dettagli costruttivi più severi
  - Ha senso usarla per strutture a telaio e per strutture a pareti accoppiate
- Classe di duttilità media: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

NTC 08, punto 7.2.1

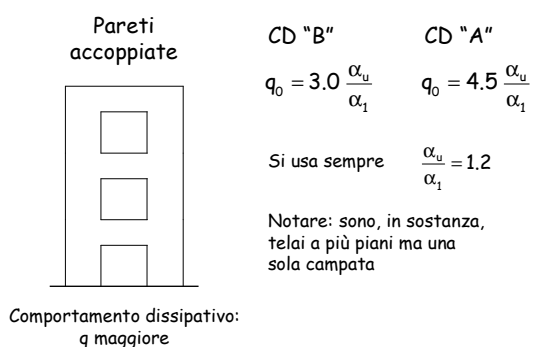
### Comportamento e fattore di struttura $q$



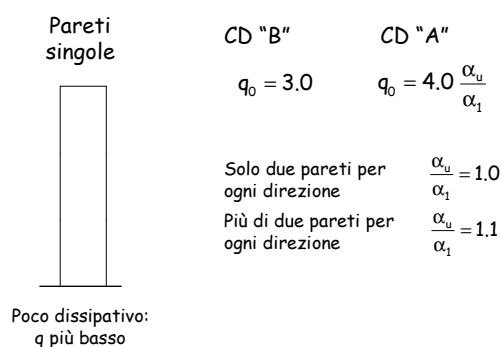
### Comportamento e fattore di struttura $q$



### Comportamento e fattore di struttura $q$



### Comportamento e fattore di struttura $q$



### 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"

## Argomenti trattati

- Comportamento e verifica delle pareti
- Edificio con pareti solo al primo livello
  - Problematiche specifiche
- Problematiche di calcolo della tipologia a pareti non accoppiate
- Edificio con pareti non accoppiate
  - Criteri di dimensionamento
  - Modellazione e analisi sismica
  - Valutazione globale del comportamento strutturale
  - Progetto delle armature

## Norme di riferimento italiane

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08)  
D.M. 14/1/08  
Circolare 2/2/09 n. 617
  - Capitolo 3: Azioni sulle costruzioni
  - Capitolo 4, par. 1: Costruzioni di calcestruzzo
  - Capitolo 7: Progettazione per azioni sismiche
  - Capitolo 11: Materiali e prodotti per uso strutturale

## Norme di riferimento europee

- EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- EN 1991 (Eurocodice 1): Azioni sulle strutture
- EN 1992 (Eurocodice 2), parte 1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici
- EN 1998 (Eurocodice 8), parte 1-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

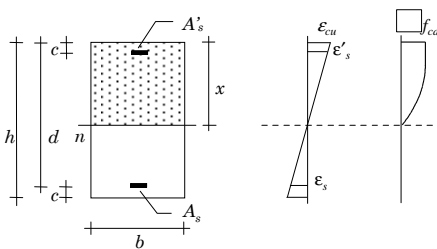
2 - L'elemento parete: flessione composta

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

**Flessione composta**  
breve richiami

1. Determinare il momento resistente  $M_{N,Rd}$  in funzione dello sforzo normale sollecitante  $N_{Ed}$ 
  - Assegnare un diagramma limite di deformazioni ed il corrispondente diagramma di tensioni
  - Determinare la risultante delle tensioni e quindi  $N$
  - Variare il diagramma di deformazioni in modo da avere  $N = N_{Ed}$
  - Determinare il momento resistente corrispondente a questo diagramma di deformazioni

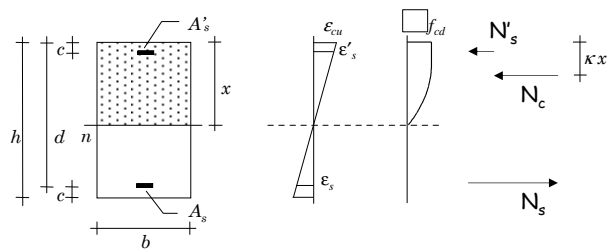
**Verifica a flessione composta**  
procedimento



**Dati:**  
Geometria della sezione  
Armature  
Coppia  $M_{Ed}$ - $N_{Ed}$

**Incognite:**  
Posizione dell'asse neutro  
Momento resistente  $M_{Rd}$   
corrispondente a  $N_{Ed}$

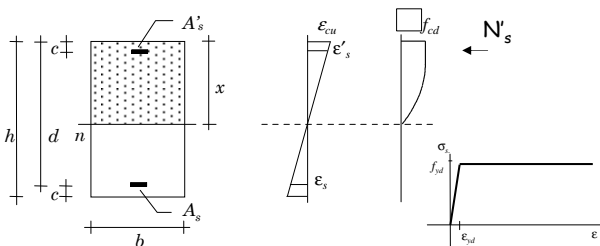
**Verifica a flessione composta**  
procedimento



Per trovare l'asse neutro:  $N_c + N'_s + N_s = N_{Ed}$   
(equilibrio alla traslazione)

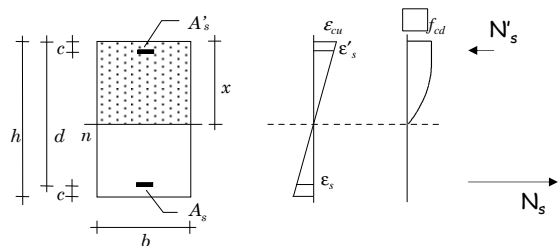
Poi calcolare  $M_{Rd}$ , con equilibrio alla rotazione

**Verifica a flessione composta**  
risultante delle tensioni (sezione parzializzata)



$$\epsilon'_s = \frac{x-c}{x} \epsilon_{cu} \Rightarrow \begin{aligned} &\text{se } \epsilon'_s < \epsilon_{yd} \Rightarrow \sigma'_s = \frac{\epsilon'_s}{\epsilon_{yd}} f_{yd} \\ &\text{se } \epsilon'_s \geq \epsilon_{yd} \Rightarrow \sigma'_s = f_{yd} \end{aligned} \Rightarrow N'_s = A'_s \sigma'_s$$

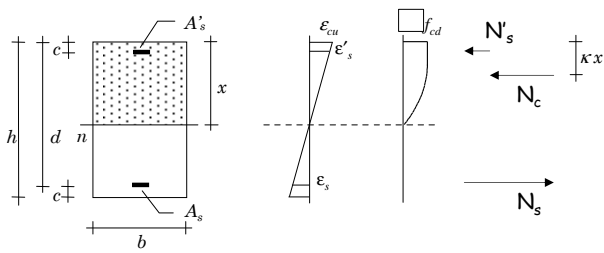
**Verifica a flessione composta**  
risultante delle tensioni (sezione parzializzata)



$$\epsilon_s = \frac{d-x}{x} \epsilon_{cu} \Rightarrow \begin{aligned} &\text{se } \epsilon_s < \epsilon_{yd} \Rightarrow \sigma_s = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{yd}} f_{yd} \\ &\text{se } \epsilon_s \geq \epsilon_{yd} \Rightarrow \sigma_s = f_{yd} \end{aligned} \Rightarrow N_s = A_s \sigma_s$$



### Verifica a flessione composta risultante delle tensioni (sezione parzializzata)



$$N_c = -\beta \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}$$

per sezione rettangolare,  $\beta = 0.810$

### Verifica a flessione composta asse neutro

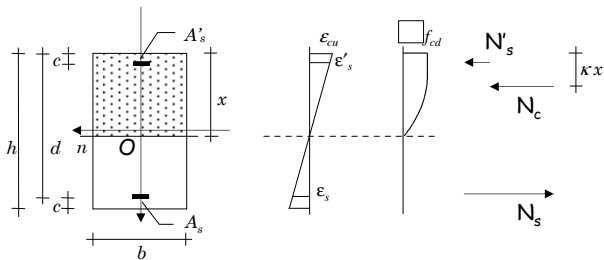
- Per sezione rettangolare, parzializzata e con armature snervate, si ottiene un'equazione di primo grado che ha come soluzione

$$x = \frac{(A_s - A'_s) f_{yd} - N_{Ed}}{\beta b f_{cd}} \quad N_{Ed} \text{ positivo se trazione}$$

altrimenti si può risolvere per tentativi l'equazione:

$$N_c + N'_s + N_s = N_{Ed}$$

### Verifica a flessione composta momento resistente



Si determina imponendo  
l'equilibrio alla rotazione  
(rispetto al baricentro della  
sezione)

$$M_{Rd} = (N_s - N'_s) (h/2 - c) - N_c (h/2 - \kappa x)$$

per sezione rettangolare,  $\kappa = 0.416$

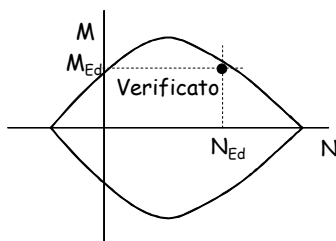
### Flessione composta brevi richiami

- Determinare il dominio di resistenza (o curva di interazione)  $M_{Rd} - N_{Rd}$

- Assegnare un diagramma limite di deformazioni ed il corrispondente diagramma di tensioni
- Determinare la risultante delle tensioni e quindi  $N_{Rd}$
- Determinare il momento resistente corrispondente a questo diagramma di deformazioni,  $M_{Rd}$
- Variare il diagramma di deformazioni in modo da ottenere tutte le coppie  $M_{Rd} - N_{Rd}$

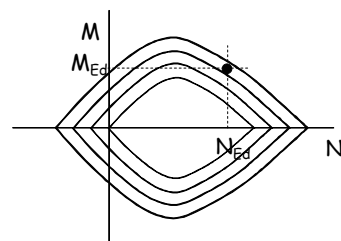
### Domainio di resistenza per la verifica

- La sezione è verificata se il punto che rappresenta la coppia  $M_{Ed} - N_{Ed}$  è interno al dominio



### Domainio di resistenza per il progetto delle armature

- Tracciando il dominio con più curve, che rappresentano diverse quantità di armatura, è possibile determinare l'armatura necessaria per una assegnata coppia  $M_{Ed} - N_{Ed}$



### Flessione composta breve richiami

3. Utilizzare formule approssimate  
(vedi A. Ghersi, Il cemento armato, 2010, pag. 306 e seguenti)

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

$$N_{c,max} = A_c f_{cd} \quad M_{c,max} = 0.12 A_c h f_{cd}$$

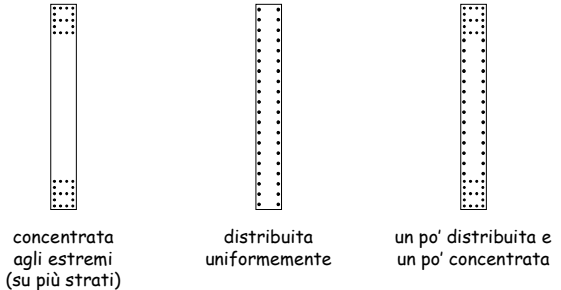
$$N_{s,max} = A_{s,tot} f_{yd} \quad M_{s,max} = 0.5 A_{s,tot} (h - 2c) f_{yd}$$

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

per sezione rettangolare con armatura simmetrica  
( $A_s = A'_s$ ;  $A_{s,tot} = 2 A_s$ )

### Flessione composta per le pareti Cosa cambia?

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



### 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

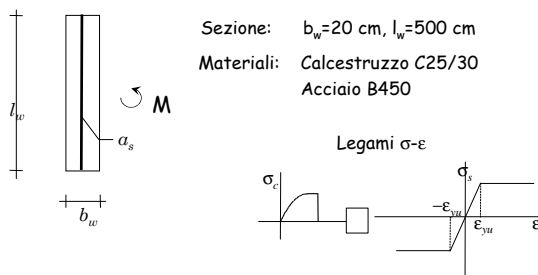
Considera sezioni con diverse quantità d'armatura

Considera due distribuzioni di armature

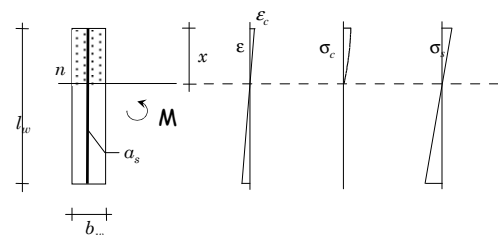
- Distribuita uniformemente
- Concentrata prevalentemente alle estremità

### Studio di Cardenas e Magura procedimento

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

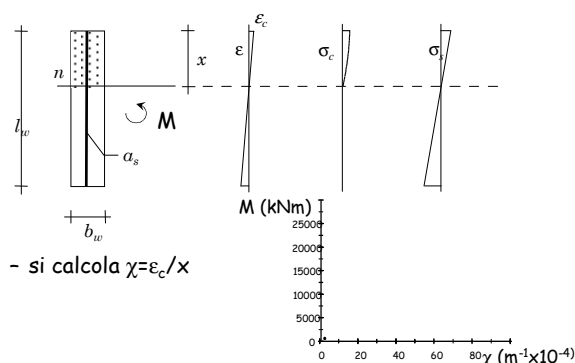


### Studio di Cardenas e Magura procedimento

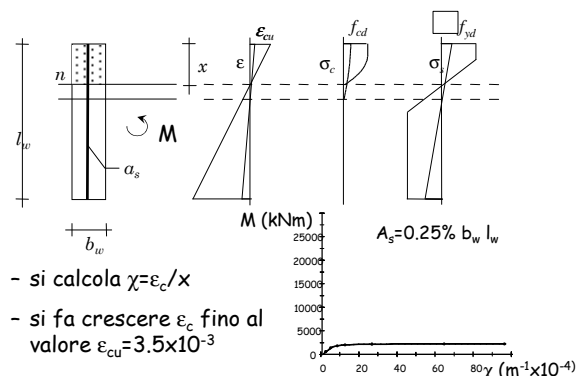


- si assegna  $\epsilon_c$ ;
- si determina  $x$  con equilibrio alla traslazione;
- si calcola il momento  $M$  corrispondente.

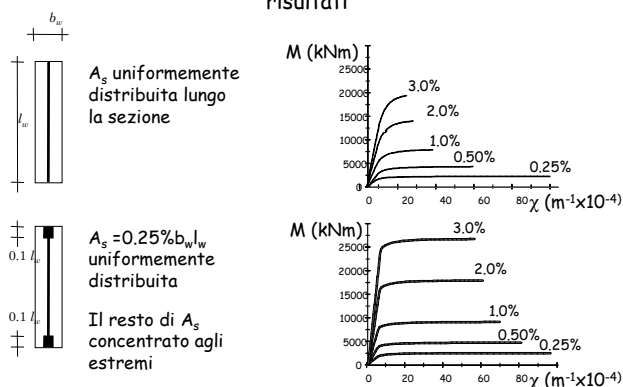
### Studio di Cardenas e Magura procedimento



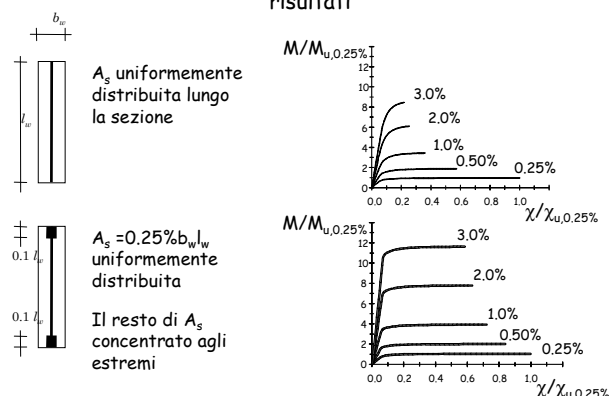
### Studio di Cardenas e Magura procedimento



### Studio di Cardenas e Magura risultati



### Studio di Cardenas e Magura risultati



### 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



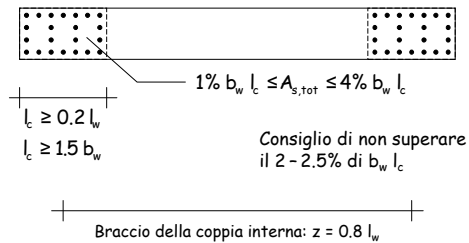
Conviene concentrare l'armatura alle estremità

### 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:

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

NTC 08, punto 7.4.6.2.4

### 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

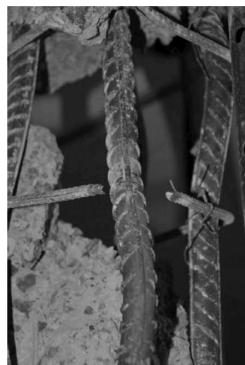


Foto P. Fajfar

### 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.

NTC 08, punto 7.4.6.2.4

### Indicazioni di normativa zone di estremità

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

#### Zona critica

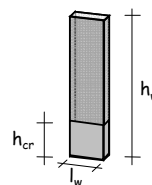
È quella parte della parete che sarà interessata dalle deformazioni plastiche, ovvero ...

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

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

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

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



NTC 08, punto 7.4.6.2.4

### Indicazioni di normativa zone di estremità

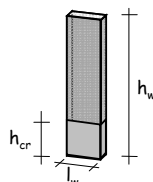
- Le prescrizioni valgono per la "zona critica" della parete

#### 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

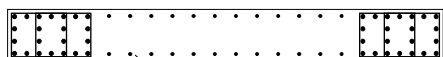
- Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0.2%, per controllare la fessurazione da taglio

NTC 08, punto 7.4.6.2.4

### 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 rigidità



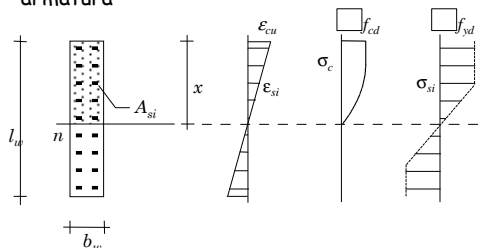
$$A_s \geq 0.2\% A_c$$

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

NTC 08, punto 7.4.6.2.4

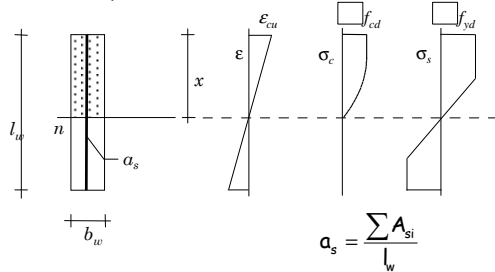
### Verifica a flessione composta per le pareti

- Il procedimento rimane quello generale, ma occorre tener conto del fatto che ci sono molte barre di armatura



### Verifica a flessione composta per le pareti

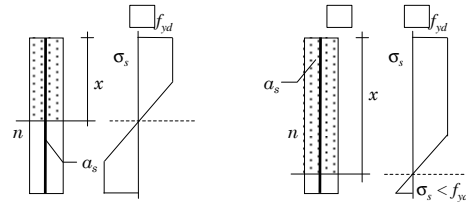
- Se vi è solo armatura diffusa lungo la parete, per semplificare i calcoli questa può essere pensata come uniformemente distribuita



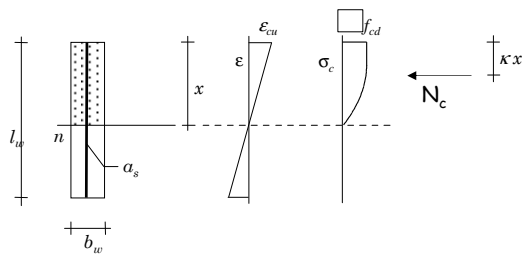
### Verifica a flessione composta per le pareti

Possono verificarsi due casi

- L'armatura è snervata sia in zona tesa che in zona compressa (quasi sempre è così)
- L'armatura tesa è tutta in campo elastico



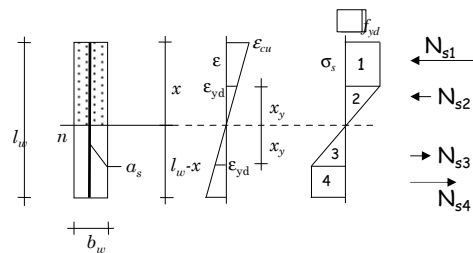
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata



$$N_c = -\beta \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}$$

per sezione rettangolare,  $\beta = 0.810$

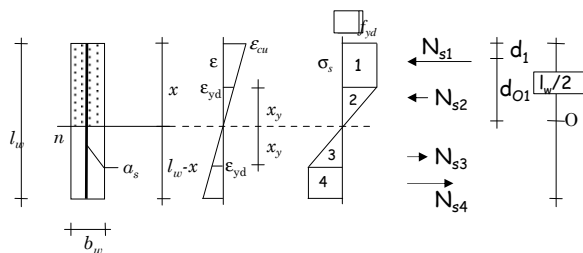
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata



$x_y$  si può esprimere in funzione di  $x$

$$x_y = \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} x$$

### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata

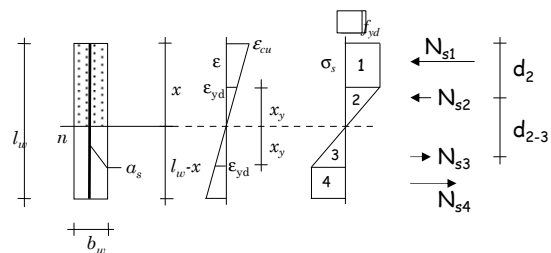


$$N_{s1} = -a_s (x - x_y) f_{yd}$$

$$d_1 = \frac{x - x_y}{2}$$

$$d_{01} = \frac{x - x_y - l_w}{2}$$

### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata



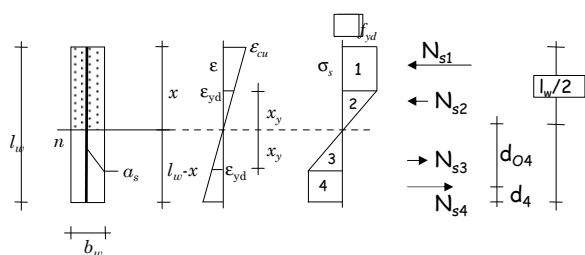
$$N_{s2} = -\frac{1}{2} a_s x_y f_{yd}$$

$$d_2 = x - \frac{2}{3} x_y$$

$$d_{2-3} = \frac{4}{3} x_y$$

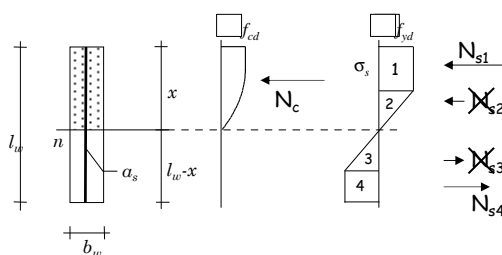
$$N_{s3} = -N_{s2} = \frac{1}{2} a_s x_y f_{yd}$$

### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata



$$N_{s4} = a_s (l_w - x - x_y) f_{yd} \quad d_4 = \frac{l_w - x - x_y}{2} \quad d_{O4} = \frac{x + x_y}{2}$$

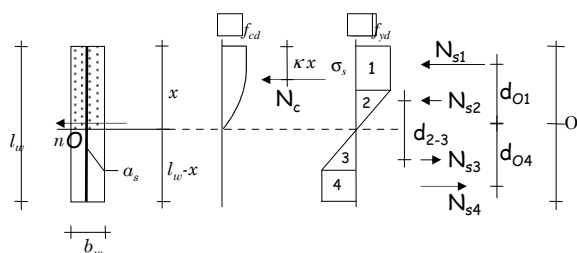
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata



La posizione dell'asse neutro si ricava risolvendo l'equazione:

$$N_c + N_{s1} + N_{s4} = N_{Ed} \Rightarrow x = \frac{a_s l_w f_{yd} - N_{Ed}}{2 a_s f_{yd} + \beta b_w f_{cd}}$$

### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata



Il momento resistente vale:

$$M_{Rd} = N_{s3} d_{2-3} + N_{s1} d_{O1} + N_{s4} d_{O4} - N_c (l_w / 2 - k x)$$

per sezione rettangolare,  $\kappa = 0.416$

### Esempio 1

armatura in zona tesa snervata

Parete 30x400 Calcestruzzo C25/30  
30 Ø 12 Acciaio B450C  
 $A_{s, tot} = 33.9 \text{ cm}^2$   $N_{Ed} = -2000 \text{ kN}$   
 $a_s = 8.48 \text{ cm}^2/\text{m}$   $M_{Ed} = 4500 \text{ kNm}$

Procedura:

1 - individuazione dell'asse neutro  
(si ipotizza che l'armatura è snervata sia in zona tesa che in zona compressa, si controlla se è vero e in caso contrario si passa all'equazione di secondo grado)

2 - determinazione del momento resistente

3 - confronto tra  $M_{Ed}$  e  $M_{Rd}$

Vedere foglio Excel "Flessione composta"

### Esempio 1

individuazione dell'asse neutro

• Se l'armatura compressa è snervata:

$$x = \frac{a_s l_w f_{yd} N_{Ed}}{2 a_s f_{yd} + \beta b_w f_{cd}} = \frac{8.48 \times 400 \times 391.3 + 2000 \times 10^3}{2 \times 8.48 \times 391.3 \times 10^{-1} + 0.81 \times 30 \times 14.1 \times 10^1} = 810 \text{ mm} = 81.0 \text{ cm}$$

Con questa posizione dell'asse neutro:

$$\epsilon_s = \frac{l_w - x}{x} \epsilon_{cu} = \frac{400 - 81.0}{81.0} \times 3.5 \times 10^{-3} = 13.8 \times 10^{-3}$$

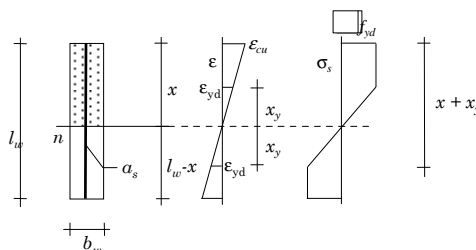
Poiché  $\epsilon_s > \epsilon_{yd}$  ( $1.86 \times 10^{-3}$ ) la posizione trovata è esatta

Si ha inoltre

$$x_y = \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} x = \frac{1.86}{3.5} \times 81.0 = 43.1 \text{ cm}$$

### Esempio 1

individuazione dell'asse neutro



Nota: l'armatura in zona tesa è snervata se  $x + x_y < l_w$   
 $x + x_y = 81.0 + 43.1 = 124.1 \text{ cm} < l_w = 400 \text{ cm}$

Poiché  $x + x_y < l_w$  l'armatura è snervata e la posizione trovata è esatta

### Esempio 1 calcolo del momento resistente

• Si ha:

$$N_c = -\beta b_w \times f_{yd} = -0.81 \times 20 \times 81.0 \times 14.1 / 10 = -2789.7 \text{ kN}$$

$$N_{s1} = -a_s (x - x_y) f_{yd} = -8.48 \times 37.9 \times 391.3 / 10 = -125.8 \text{ kN}$$

$$N_{s2} = -\frac{1}{2} a_s x_y f_{yd} = -0.5 \times 8.48 \times 43.1 \times 391.3 / 10 = -71.6 \text{ kN}$$

$$N_{s3} = -N_{s2} = 71.6 \text{ kN}$$

$$N_{s4} = a_s (l_w - x - x_y) f_{yd} = 8.48 \times 275.8 \times 391.3 / 10 = 915.5 \text{ kN}$$

### Esempio 1 calcolo del momento resistente

• Si ha:

$$d_{01} = \frac{x - x_y - l_w}{2} = \frac{81.0 - 43.1 - 500}{2} = -181.1 \text{ cm}$$

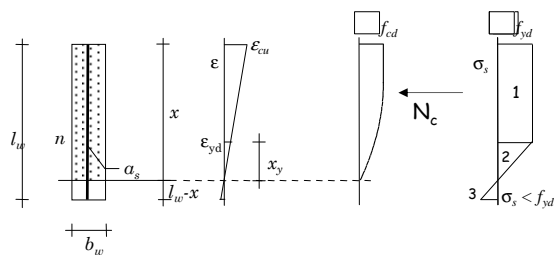
$$d_{2-3} = \frac{4}{3} x_y = \frac{4}{3} 43.1 = 57.5 \text{ cm}$$

$$d_{04} = \frac{x + x_y}{2} = \frac{81.0 + 43.1}{2} = 62.1 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = N_{s3} d_{2-3} + N_{s1} d_{01} + N_{s4} d_{04} - N_c (l_w / 2 - k x) = 5476.3 \text{ kNm}$$

la sezione è verificata

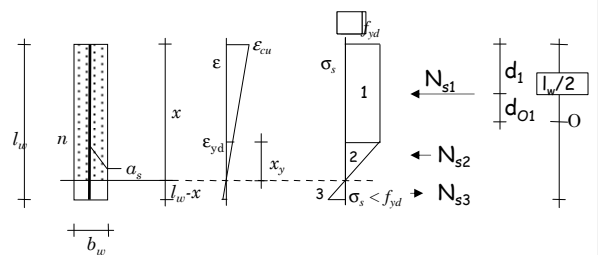
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa non snervata



$x_y$  ed  $N_c$  si calcolano come nel caso precedente

$$x_y = \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} x \quad N_c = -\beta b \times f_{cd} \quad \beta = 0.810$$

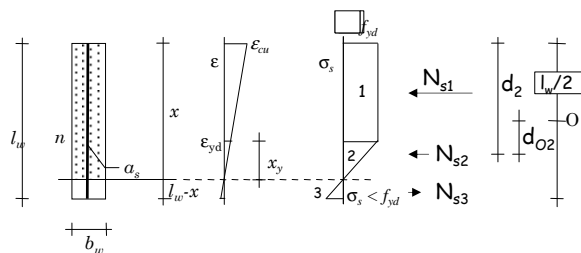
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa non snervata



$N_{s1}$   $d_1$  e  $d_{01}$  si calcolano come nel caso precedente

$$N_{s1} = -a_s (x - x_y) f_{yd} \quad d_1 = \frac{x - x_y}{2} \quad d_{01} = \frac{x - x_y - l_w}{2}$$

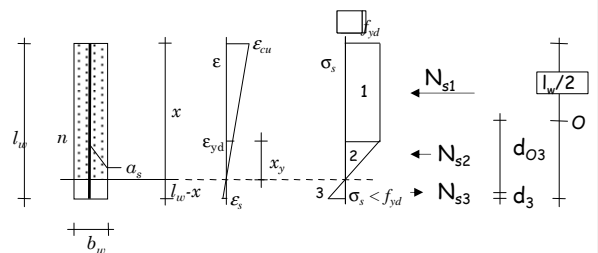
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa non snervata



$N_{s2}$  e  $d_2$  si calcolano come nel caso precedente

$$N_2 = -\frac{1}{2} a_s x_y f_{yd} \quad d_2 = x - \frac{2}{3} x_y \quad d_{02} = x - \frac{2}{3} x_y - \frac{l_w}{2}$$

### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa non snervata

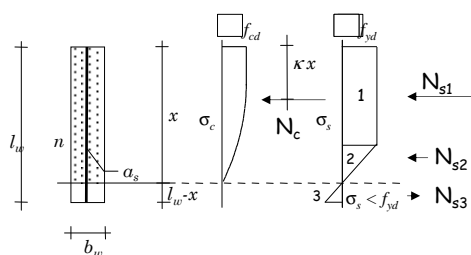


$$N_{s3} = \frac{1}{2} a_s (l_w - x) \sigma_s \quad d_3 = \frac{l_w - x}{3}$$

$$\sigma_s = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{yd}} f_{yd} = \frac{l_w - x}{x_y} f_{yd} \quad d_{03} = \frac{l_w}{6} + \frac{x}{3}$$



### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa non snervata



La posizione dell'asse neutro si ricava risolvendo l'equazione:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} + N_{s3} = N_{Ed}$$

### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa non snervata

... che con qualche passaggio diventa:

$$\left\{ a_s \left[ \frac{1}{2} - \left( 1 - \frac{\epsilon_{yd}}{2 \epsilon_{cu}} \right) \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} \right] f_{yd} - \beta b_w \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} f_{cd} \right\} x^2 - \left( a_s l_w f_{yd} + \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} N_{Ed} \right) x + \frac{1}{2} a_s l_w^2 f_{yd} = 0$$

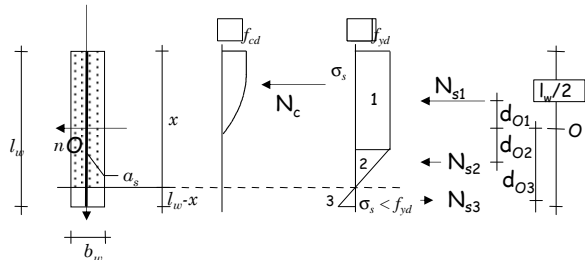
ovvero  $A x^2 + B x + C = 0$

con

$$A = a_s \left[ \frac{1}{2} - \left( 1 - \frac{\epsilon_{yd}}{2 \epsilon_{cu}} \right) \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} \right] f_{yd} - \beta b_w \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} f_{cd}$$

$$B = - \left( a_s l_w f_{yd} + \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} N_{Ed} \right) \quad C = \frac{1}{2} a_s l_w^2 f_{yd}$$

### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa non snervata



$$M_{Rd} = N_{s1} d_{O1} + N_{s2} d_{O2} + N_{s3} d_{O3} + N_c \left( -l_w / 2 + k x \right)$$

per sezione rettangolare,  $\kappa = 0.416$

### Esempio 2

armatura in zona tesa non snervata ?

Parete 30x400

Calcestruzzo C25/30

30 Ø 12

Acciaio B450C

$A_{s, tot} = 33.9 \text{ cm}^2$

$N_{Ed} = -10000 \text{ kN}$

$a_s = 8.48 \text{ cm/m}$

$M_{Ed} = 4500 \text{ kNm}$

Procedura:

1 - individuazione dell'asse neutro

(si ipotizza che l'armatura è snervata sia in zona tesa che in zona compressa, si controlla se è vero e in caso contrario si passa all'equazione di secondo grado)

2 - determinazione del momento resistente

3 - confronto tra  $M_{Ed}$  e  $M_{Rd}$

Vedere foglio Excel "Flessione composta"

### Esempio 2

individuazione dell'asse neutro

• Se l'armatura tesa è snervata

$$x = \frac{a_s l_w f_{yd} N_{Ed}}{2 a_s f_{yd} + \beta b_w f_{cd}} = \frac{8.48 \times 400 \times 391.3 + 10000 \times 10^3}{2 \times 8.48 \times 391.3 \times 10^{-1} + 0.81 \times 30 \times 14.1 \times 10^1} = 2759 \text{ mm} = 275.9 \text{ cm}$$

Con questa posizione dell'asse neutro:

$$x_y = \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} x = \frac{1.86}{3.5} \times 275.9 = 146.9 \text{ cm}$$

$$x + x_y = 275.9 + 146.9 = 422.8 \text{ cm} > 400 \text{ cm}$$

L'armatura tesa non è snervata

### Esempio 2

individuazione dell'asse neutro

• Risolvendo l'equazione di secondo grado si ottiene

$$x = 276.0 \text{ cm}$$

Con questa posizione dell'asse neutro:

$$\epsilon_s = \frac{l_w - x}{x} \epsilon_{cu} = \frac{400 - 276.0}{276.0} \times 3.5 \times 10^{-3} = 1.57 \times 10^{-3}$$

$$x_y = \frac{\epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu}} x = \frac{1.86}{3.5} \times 276.0 = 146.9 \text{ cm}$$

$$x + x_y = 276.0 + 146.9 = 422.9 \text{ cm} > 400 \text{ cm}$$

... dunque adesso la posizione dell'asse neutro è corretta

### Esempio 2 calcolo del momento resistente

- Si ha:

$$N_c = -\beta b_w \times f_{yd} = -0.81 \times 30 \times 276.0 \times 14.1/10 = -9501.4 \text{ kN}$$

$$N_{s1} = -a_s (x - x_y) f_{yd} = -8.48 \times 129.1 \times 391.3/10 = -428.4 \text{ kN}$$

$$N_{s2} = \frac{1}{2} a_s x_y f_{yd} = -0.5 \times 8.48 \times 146.9 \times 391.3/10 = -243.9 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{yd}} f_{yd} = \frac{1.57}{1.86} \times 391.3 = 330.2 \text{ MPa}$$

$$N_{s3} = -\frac{1}{2} a_s (l_w - x) \sigma_s = -0.5 \times 8.48 \times 124.0 \times 330.2/10 = 173.7 \text{ kN}$$

### Esempio 2 calcolo del momento resistente

- Si ha:

$$d_{O1} = \frac{x - x_y - l_w}{2} = \frac{276.0 - 129.1 - 400}{2} = -135.5 \text{ cm}$$

$$d_{O2} = x - \frac{2}{3} x_y - \frac{l_w}{2} = 276.0 - \frac{2}{3} 146.9 - \frac{400}{2} = -22.0 \text{ cm}$$

$$d_{O3} = \frac{l_w}{6} + \frac{x}{3} = \frac{400}{6} + \frac{276.0}{3} = 158.7 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = N_{s1} d_{O1} + N_{s2} d_{O2} + N_{s3} d_{O3} + N_c (-l_w/2 + k x) = 9002.9 \text{ kNm}$$

la sezione è verificata

### Verifica a flessione composta con armatura diffusa - formule approssimate

È possibile utilizzare formule approssimate  
(vedi: A. Ghersi, Il cemento armato, 2010, pag. 306 e seguenti;  
A. Ghersi, 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

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

$$N_{c,max} = b_w l_w f_{cd} \quad N_{s,max} = 2 A_{s,par} f_{yd}$$

$$M_{c,max} = 0.12 b_w l_w^2 f_{cd} \quad M_{s,max} = 0.4 A_{s,par} l_w f_{yd}$$

$$v_M = 0.48$$

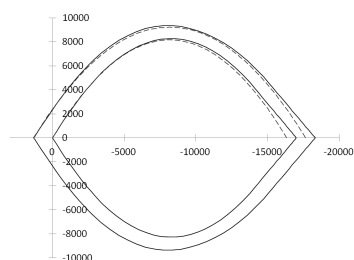
$$m = 2$$

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. Ghersi, Il cemento armato, 2010, pag. 306 e seguenti;  
A. Ghersi, 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  $0.2 l_w$

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

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

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

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

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

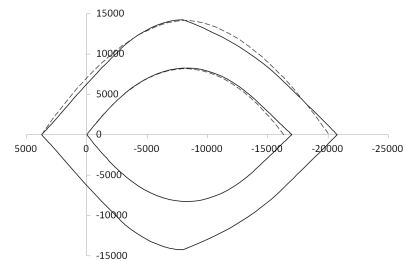
$$v_M = 0.48$$

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

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. Ghersi, Il cemento armato, 2010, pag. 306 e seguenti; A. Ghersi, 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

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

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

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

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

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

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

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

$$v_M = 0.48$$

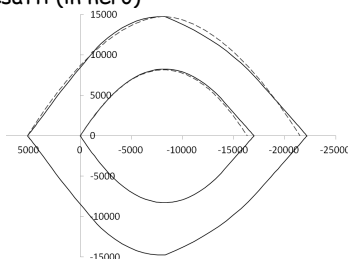
$$m = 1 + \frac{1}{1 + 2 N_{s-e,max} / N_{c,max}}$$

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 12Ø16: 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  $N_{Ed}$

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

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

$$N_{Ed} = A_c \bar{\sigma}_c$$

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

$$v_M \cong 0.5$$

se  $\bar{\sigma}_c \ll f_{cd}$

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

$$l_c = 0.2 l_w$$

$$z = 0.8 l_w$$



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

### Progetto della sezione a flessione composta

- Aliquota di momento che deve portare l'armatura

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

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

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

- Formula di progetto

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

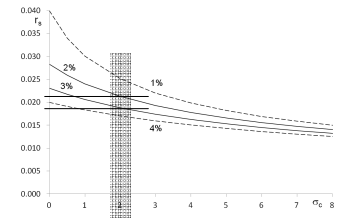
### Progetto della sezione a flessione composta

- Formula di progetto

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

- Valori consigliati di  $r_s$

$$\text{per } \bar{\sigma}_c \cong 2 \text{ MPa} \\ r_s = 0.018 \div 0.022$$



### 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

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

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

- 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

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

### 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

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

$$= 0.2 \times 14.7 \times 550 \times 391.3 \times 10^{-3} = 633 \text{ kNm}$$

### 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

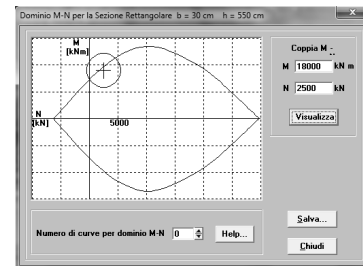
$$A_{s,estr} = \frac{M_{Ed} - M_{Rd(c,N)} - M_{Rd(s-p)}}{0.8 l_w f_{yd}} =$$

$$= \frac{18000 - 6111 - 633}{0.8 \times 5.50 \times 391.3} \times 10 = 65.4 \text{ cm}^2$$

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



Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

3 - L'elemento parete: taglio

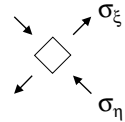
Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

**Taglio**  
breve 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  $45^\circ$

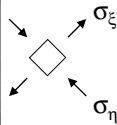


**Taglio**  
breve richiami



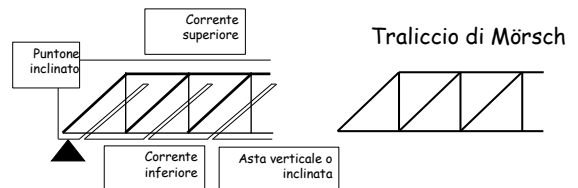
foto M. Dasasso

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



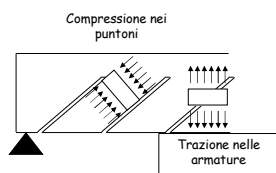
**Taglio**  
breve richiami

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



**Taglio**  
breve richiami

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



Campi di tensione

**Taglio**  
breve 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 breve richiami

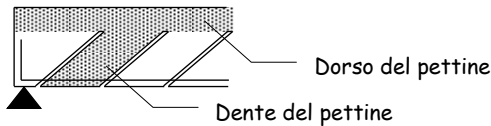
- Modello "normale"

- 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

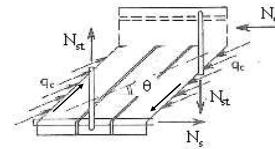
### Modello a pettine



## Taglio breve 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 puntoni inclinati di un angolo  $\theta$

È questo il modello previsto dalla normativa corrente

## Taglio problemi particolari

- 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

- 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

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

NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

## Taglio problemi particolari

- 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
- Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
  - In questi casi deve  $\theta$  rimanere  $45^\circ$

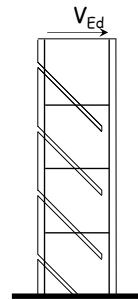
Indicazioni specifiche sono fornite per gli edifici di classe di duttilità "A", che richiedono maggiore duttilità

## Taglio problemi particolari

- 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
- Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
  - In questi casi deve  $\theta$  rimanere  $45^\circ$
- 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



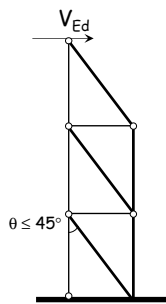
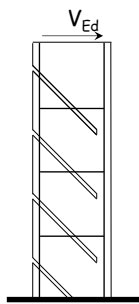
Attraverso l'analisi di:

- 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

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



$f'_{cd} = v_1 f_{cd}$   $v_1 = 0.5$  resistenza ridotta a causa della  
trazione in direzione ortogonale

$\alpha_c$  tiene conto della compressione

$\alpha_c = 1$  in assenza di compressione

$\alpha_c = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}$  per  $0 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 0.25$

$\alpha_c = 1.25$  per  $0.25 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 0.5$

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

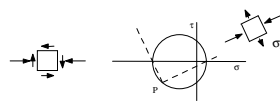
## Resistenza dell'armatura a taglio trazione dell'armatura d'anima

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \cot \theta \quad 1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

In presenza di compressione:

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

$$\cot \theta_1 = \frac{\tau}{\sigma_c}$$



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

NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2



## 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?

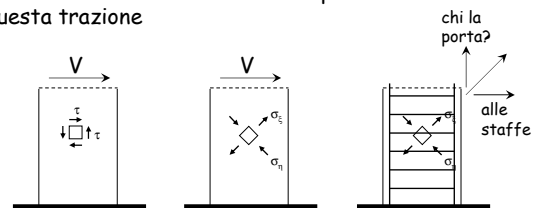
## Taglio problemi particolari

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

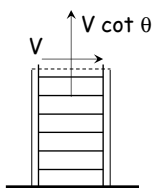
- Nel modello di De Saint Venant il taglio genera tensioni tangenziali  $\tau$  e quindi tensioni principali di trazioni a  $45^\circ$
- Le staffe assorbono solo una componente di questa trazione



## 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  $V \cot \theta$



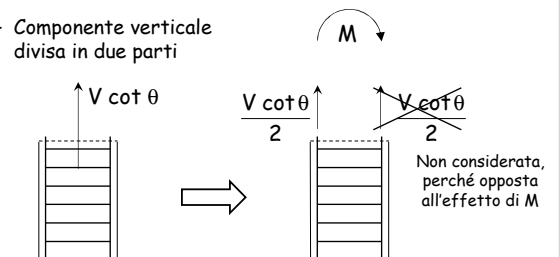
- Sono stati sviluppati modelli diversi per assorbire questa trazione
  - armature concentrate all'estremità della sezione
  - armature diffuse lungo l'anima

## Taglio

la componente longitudinale della trazione

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

- Componente verticale divisa in due parti



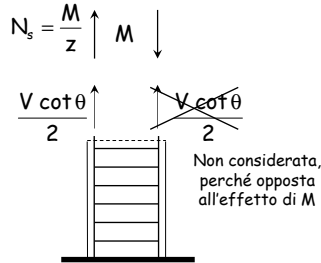
## Taglio

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

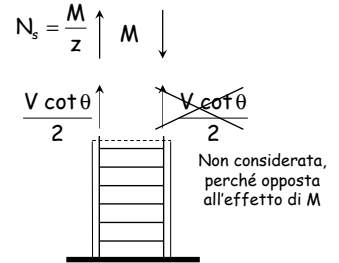
- Armatura concentrata all'estremità della sezione (scuola milanese)

Traslazione del diagramma del momento

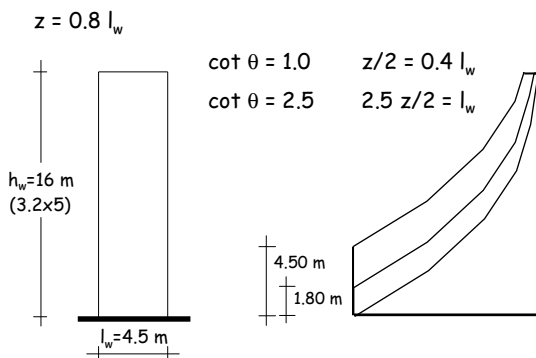
$$N_s = \frac{M}{z} + V \frac{\cot \theta}{2} = \frac{M + \Delta M}{z}$$

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

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



## Traslazione del diagramma del momento esempio



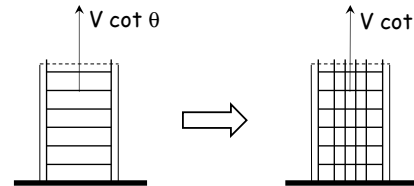
## Taglio

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

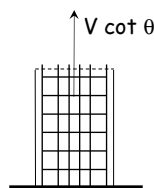
- Armatura diffusa lungo l'anima (scuola napoletana)

- 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

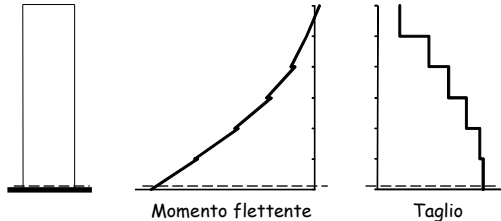
- La normativa cita espressamente la traslazione del diagramma dei momenti che "deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari a  $h_{cr}$ "
- Questa è chiaramente una regola applicativa, legata ad un possibile modo di tener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



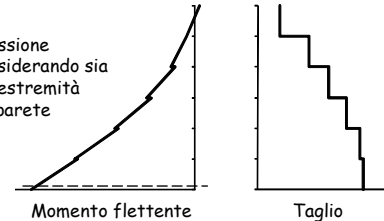
### Considerazioni

- 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



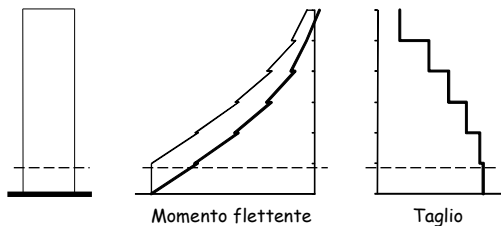
### Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine

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

con traslazione



### Considerazioni

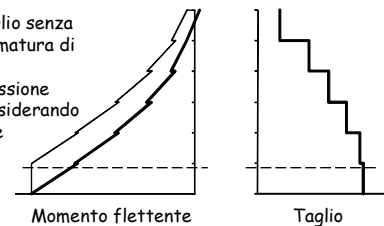
- Come e dove fare le verifiche?

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 considerando solo una parte dell'armatura di estremità oltre a quella di parete



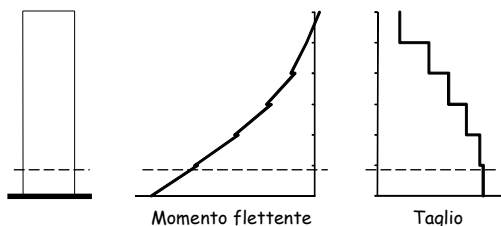
### Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine

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

senza traslazione



### Considerazioni

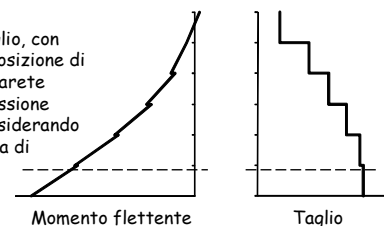
- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine

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

senza traslazione

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



## Considerazioni

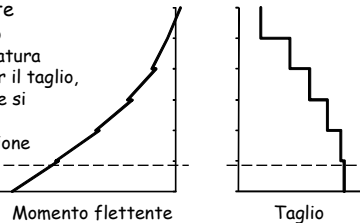
- Come e dove fare le verifiche?

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

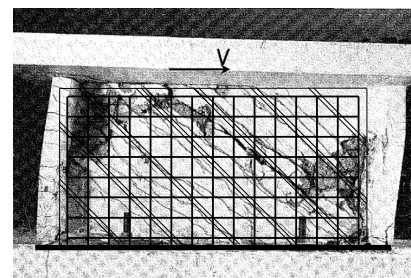


## Verifica a taglio di pareti tozze

### 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

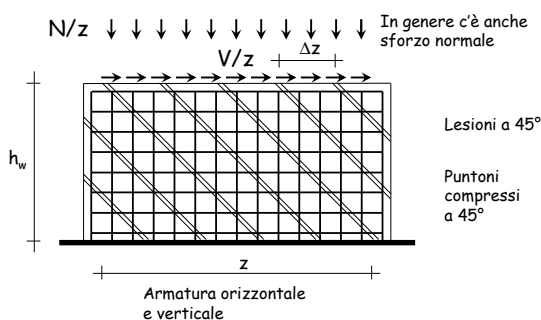


Lesioni a  $45^\circ$

Puntoni compressi a  $45^\circ$

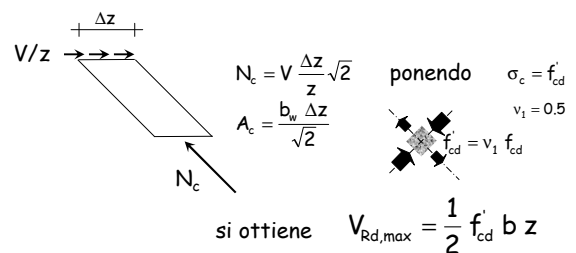
Armatura orizzontale e verticale

### Verifica a taglio di parete tozza modelli di calcolo



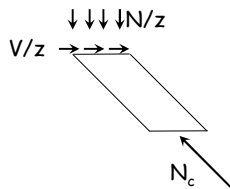
### Resistenza del calcestruzzo compressione del calcestruzzo d'anima

- Il collasso può avvenire per schiacciamento del calcestruzzo d'anima



### Resistenza del calcestruzzo compressione del calcestruzzo d'anima

- Il collasso può avvenire per schiacciamento 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)

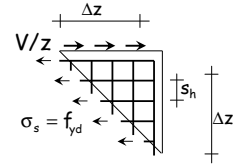
$$F_h = V \frac{\Delta z}{z} = A_s f_{yd}$$

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

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

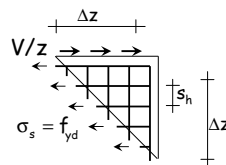
- Il collasso può avvenire per snervamento dell'armatura orizzontale (staffe)

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

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

si ottiene

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



### Resistenza dell'armatura a taglio trazione dell'armatura d'anima verticale

- Il collasso può avvenire per snervamento dell'armatura verticale

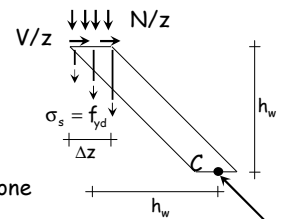
$$F_h = V \frac{\Delta z}{z}$$

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

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  $\cot \theta = 1$

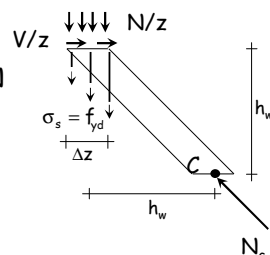


### Resistenza dell'armatura a taglio trazione dell'armatura d'anima verticale

- 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

$$V_{Rd,c} = \left[ 0.18 k \frac{\sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b d$$

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

$$\geq v_{min} = 0.035 \sqrt{k^3 f_{ck}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad d \text{ in mm}$$

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

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

NTC 08, punto 4.1.2.1.3.1

## 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

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

4 - L'elemento parete: scorrimento

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Gheresi

**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. Gheresi

**Scorrimento tra testa pilastro e trave  
più frequente**

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

Lioni

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

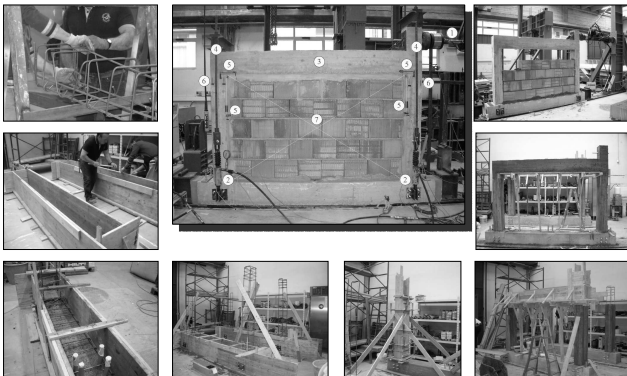


foto A. Gheresi

**Verifica a scorrimento  
nella zona critica**

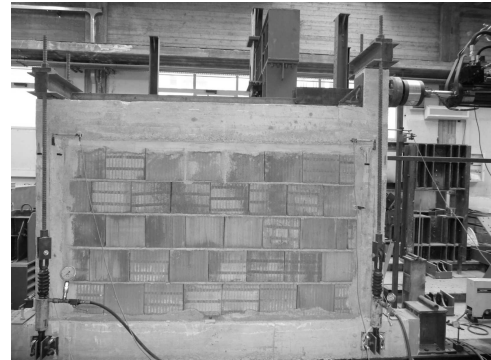
**Prova di scorrimento su telaio**

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



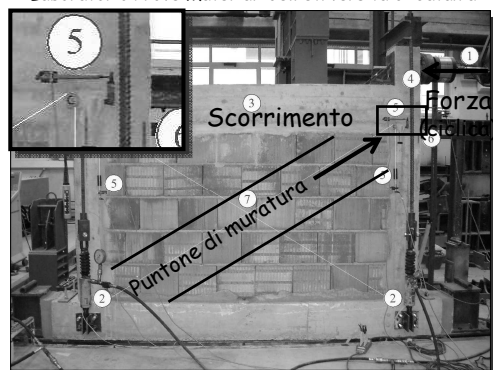
**Prova di scorrimento su telaio**

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



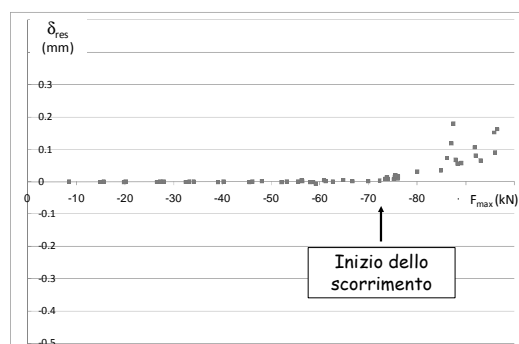
## Prova di scorrimento su telaio

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



## Prova di scorrimento su telaio

graficizzazione dei risultati sperimentali



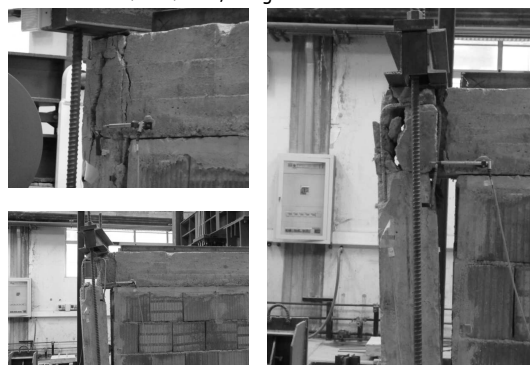
## Prova di scorrimento su telaio

fase finale, con grandi scorrimenti

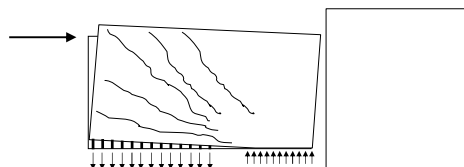


## Prova di scorrimento su telaio

fase finale, con grandi scorrimenti

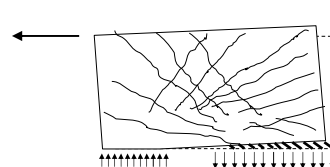


## Descrizione del meccanismo di scorrimento



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

~~$$\frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \sum A_{sj}$$~~

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

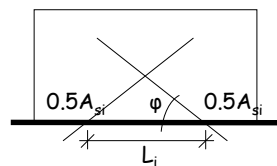
$$1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}}$$

- 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

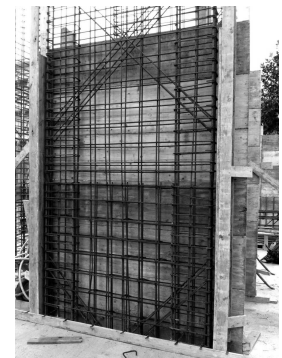


foto M. Dasasso

### 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

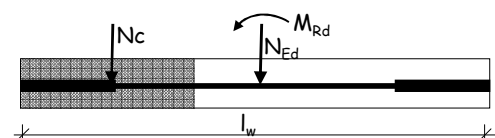
### Verifica allo scorrimento resistenza per attrito

- Contributo del calcestruzzo
  - concettualmente dovrebbe essere:

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

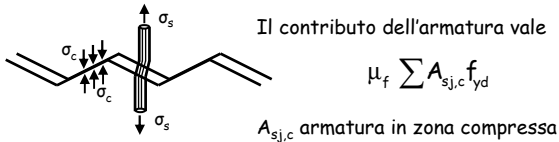
$N_c$  valutato da verifica a presso-flessione

$\mu_f = 0.6$ , 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



### Verifica allo scorrimento resistenza per attrito

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

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

- La normativa fornisce come indicazione

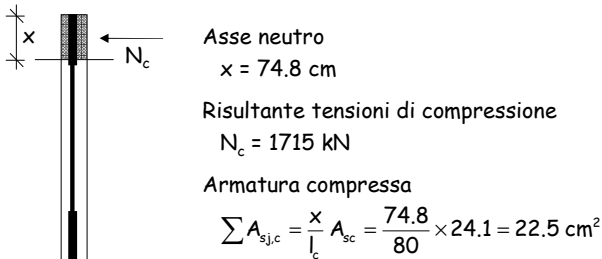
$$V_{fd} = \mu_f \left[ \left( \sum A_{s,j} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] \quad \mu_f = 0.6$$

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

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

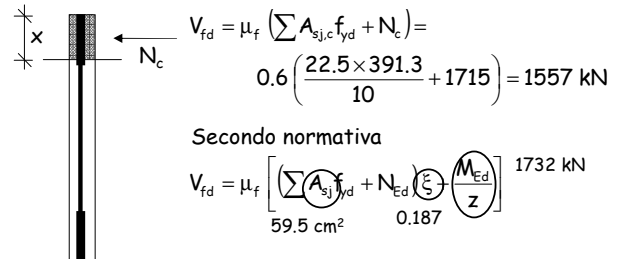
### Resistenza per attrito confronto tra le due espressioni

Sezione 20x400  $N_{max} = -1000 \text{ kN}$   
 $A_{sc} = 12 \phi 16, l_c = 80 \text{ cm}$   $M_{Rd} = 6196 \text{ kNm}$   
 $A_{snc} = 10 \phi 12, l_{nc} = 240 \text{ cm}$



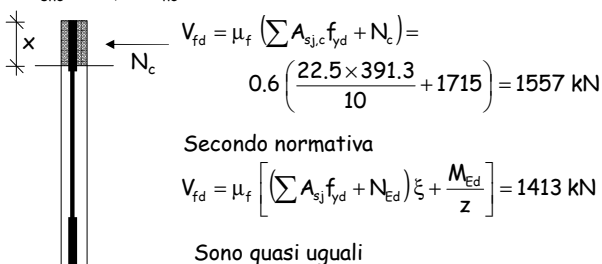
### Resistenza per attrito confronto tra le due espressioni

Sezione 20x400  $N_{Ed} = -1000 \text{ kN}$   
 $A_{sc} = 12 \phi 16, l_c = 80 \text{ cm}$   $M_{Rd} = 5543 \text{ kNm}$   
 $A_{snc} = 10 \phi 12, l_{nc} = 240 \text{ cm}$



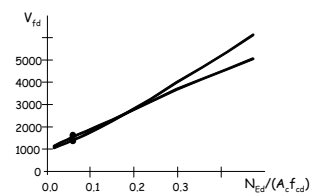
### Resistenza per attrito confronto tra le due espressioni

Sezione 20x400  $N_{Ed} = -1000 \text{ kN}$   
 $A_{sc} = 12 \phi 16, l_c = 80 \text{ cm}$   $M_{Rd} = 5543 \text{ kNm}$   
 $A_{snc} = 10 \phi 12, l_{nc} = 240 \text{ cm}$



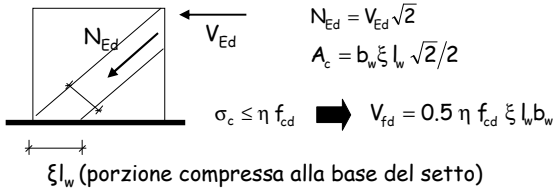
### Resistenza per attrito confronto tra le due espressioni

Approccio teorico:  $V_{fd} = 1557 \text{ kN}$  Da normativa:  $V_{fd} = 1413 \text{ kN}$



### Verifica allo scorrimento resistenza per attrito

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



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

$$V_{fd} = \min \begin{cases} 0.5 \eta f_{cd} \xi L_w b_w & \eta = 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \\ \mu_f \left( \sum A_{s,j,c} f_{yd} + N_c \right) & \mu_f = 0.6 \end{cases}$$

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

5 - Edifici con pareti solo al primo livello: problemi specifici

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

## Tipologia in esame

- 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

Nota: le pareti di solito sono quelle che servono da contenimento al terreno



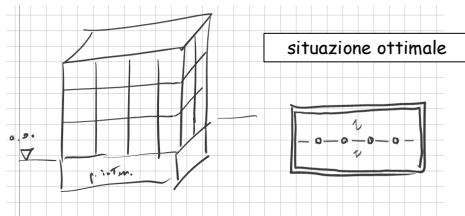
Se le pareti non possono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato è indispensabile staccarle dalla struttura

Ovvero: le pareti di contenimento del terreno devono essere arretrate e separate da pilastri, travi e impalcato

## Tipologia in esame

- 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

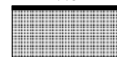


## Tipologia in esame

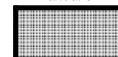
- Edifici con pareti presenti solo al primo livello (in genere interrato)

- Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato

assolutamente  
NO



potrebbe  
andare



assolutamente  
NO



così va sicuramente meglio

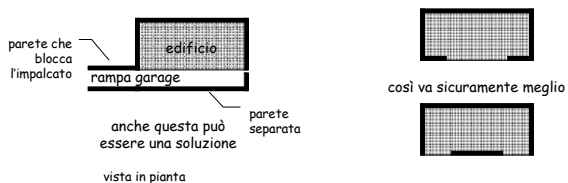


vista in pianta

## Tipologia in esame

- 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



## Tipologia in esame

- 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"

## Pareti estese debolmente armate

- Definizione di normativa

Per la singola direzione:

- Periodo fondamentale non superiore a  $T_c$
- Almeno due pareti con  $l_w \geq \text{MIN}(4.00 \text{ m}; 2/3 h_w)$
- Le pareti portano almeno il 20% del carico gravitazionale

Definizione poco significativa: in sostanza

- Devono essere estese
- Devono essere molto rigide (tanto da bloccare bene il primo impalcato)

NTC 08, punto 7.4.3.1

## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Occorre esaminare in maniera distinta la struttura a pareti del primo livello e la struttura a telaio sovrastante

- Usare fattori di struttura diversi per le due strutture
- È possibile usare modelli geometrici distinti per le due strutture (ognuno col proprio  $q$ )
- Se più comodo, si può usare un unico modello geometrico che comprende entrambe le strutture, calcolandolo con i due diversi fattori di struttura (e usando per ciascuna struttura il calcolo appropriato)

NTC 08, punto 7.4.3.2

## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Pareti al primo livello

Sono sostanzialmente strutture a pareti non accoppiate di classe di duttilità B

- Fattore di struttura:

$$q_0 = 3 k_w$$

ma in questo caso  $k_w = 0.5$  perché  $l_w \gg h_w$

quindi  $q_0 = 1.5$

inoltre  $K_R = 1.0$  perché le pareti sono solo a un piano

quindi  $q = 1.5$

NTC 08, punto 7.4.3.2

## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Pareti al primo livello

Sono sostanzialmente strutture a pareti non accoppiate di classe di duttilità B

- Fattore di struttura:

$$q = 1.5$$

- Amplificazione del taglio:

per pareti estese debolmente armate il taglio dovrebbe essere amplificato di  $(q+1)/2$  e quindi di 1.25 (vedi più avanti, tipologia pareti non accoppiate)

questa mi sembra una cautela

eccessiva, ma comunque poco rilevante

NTC 08, punto 7.4.4.5.1

## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

È a tutti gli effetti una struttura a telaio (può essere di CD "A" oppure "B")

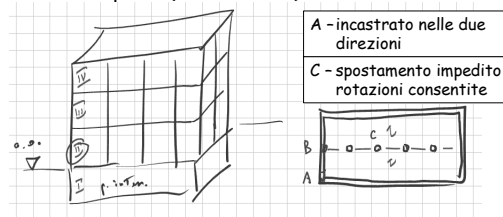
- Fattore di struttura: come per una qualsiasi struttura a telaio
- Nel modello geometrico (e nel giudizio sulla regolarità) fare attenzione al diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

- Diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)



## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

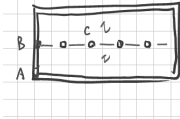
- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

- Diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

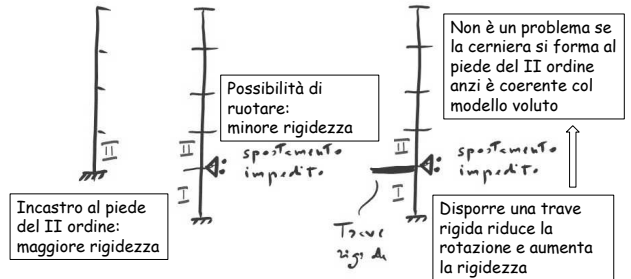
La regolarità in pianta e la regolarità in altezza del telaio possono essere condizionate dal diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo

A - incastrato nelle due direzioni  
C - spostamento impedito rotazioni consentite



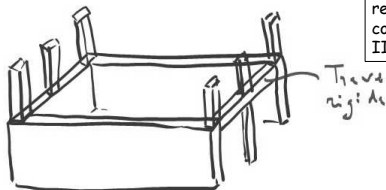
## Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento



## Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento

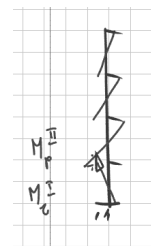


La trave rigida può regolarizzare il comportamento al II ordine

La trave rigida non serve a regolarizzare il comportamento della "scatola"

## Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento



Comportamento di un pilastro che parte dal I ordine

Inversione del taglio (e della pendenza del momento flettente)

Se le travi sono a spessore:

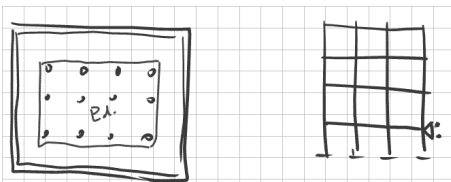
$$M_t^I \equiv M_p^{II}$$

Se le travi sono rigide:

$$M_t^I \ll M_p^{II}$$

## Edifici con base molto più estesa

- Con l'edificio in posizione simmetrica

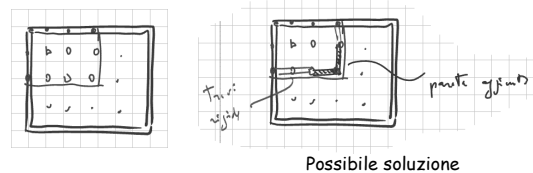


- Problemi:

- Maggiori sollecitazioni nell'impalcato
- Rischio di cedimenti differenziali (maggiori al centro) da evitare con fondazioni rigide

## Edifici con base molto più estesa

- Con l'edificio in posizione non simmetrica

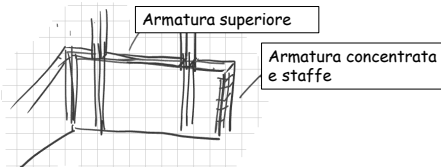


- Ulteriori problemi:

- Dissimmetria → rischio di rotazione del primo impalcato

## Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
  - Il calcolo con  $q=1.5$  (ma anche con  $q=1$ ) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
  - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
  - Per la flessione:
    - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro



## Calcolo e armature pareti

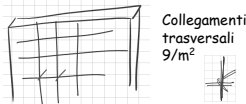
- Le pareti sono sovrabbondanti
  - Il calcolo con  $q=1.5$  (ma anche con  $q=1$ ) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
  - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
  - Per la flessione:
    - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
    - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)



- Portare l'armatura di attesa fino al piede della parete
- Staffarla bene

## Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
  - Il calcolo con  $q=1.5$  (ma anche con  $q=1$ ) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
  - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
  - Per la flessione:
    - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
    - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)
  - Per il taglio:
    - Mettere armature diffuse (orizzontali e verticali) almeno pari allo 0.2% (per  $b_w=30$  cm,  $6$  cm<sup>2</sup>/m)

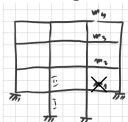


## Calcolo e armature pareti

- Le pareti sono sovrabbondanti
  - Il calcolo con  $q=1.5$  (ma anche con  $q=1$ ) non dovrebbe fornire risultati che creano difficoltà
  - Si può armare anche basandosi sui minimi e sul buon senso
- Armature
  - Per la flessione:
    - Armature concentrate negli spigoli e incroci di muro
    - Armature concentrate in corrispondenza dei pilastri sovrastanti (le stesse del piano di sopra)
  - Per il taglio:
    - Mettere armature diffuse (orizzontali e verticali) almeno pari allo 0.2% (per  $b_w=30$  cm,  $6$  cm<sup>2</sup>/m)
  - Per lo scorrimento:
    - Attenzione se lo sforzo normale è basso. Se occorre, mettere barre inclinate

## Calcolo e armatura telaio sovrastante

- Come se avesse un piano in meno, cioè come se partisse dal II ordine
- La previsione delle sollecitazioni (per relazione secondo capitolo 10) può essere fatta con un piano in meno
  - Nella ripartizione del taglio tra i pilastri occorre tenere conto della differenza di rigidezza dovuta al diverso grado di vincolo al piede del II ordine



**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

6 - Tipologia strutturale "pareti non accoppiate":  
problemi specifici

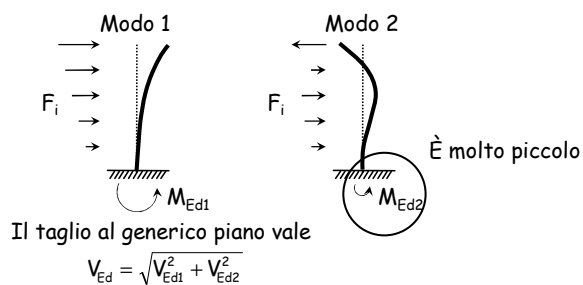
Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

**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 (sovraresistenza) a flessione indice 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



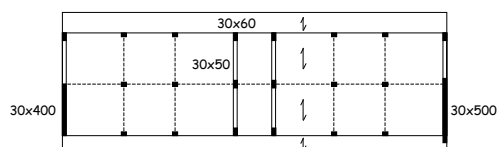
**Amplificazione delle sollecitazioni  
per effetto dei modi superiori**

- 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

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

**Esempio analizzato**

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



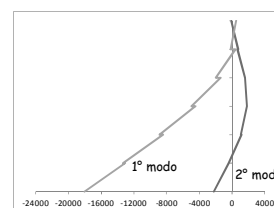
6 piani  
 $H_{piani} = 3.20 \text{ m}$   
 $L_{travi} = 4.00 \text{ m}$

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

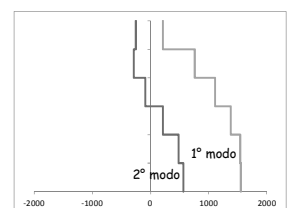
Vedi cartella "Pareti"

**Comportamento elastico lineare  
analisi modale**

- Risultati dell'analisi modale (parete 30x500)



Momento flettente



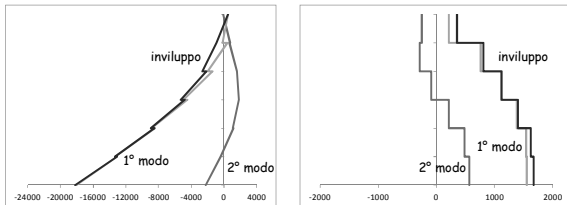
Taglio



## Comportamento elastico lineare analisi modale

- Risultati dell'analisi modale (parete 30x500)

Il 2° modo da un contributo minimo

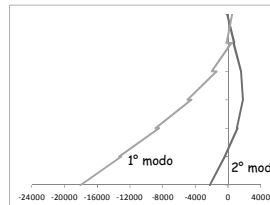


Momento flettente

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

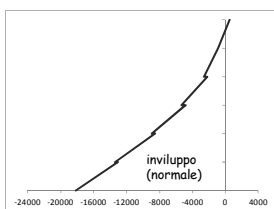


Momento flettente

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

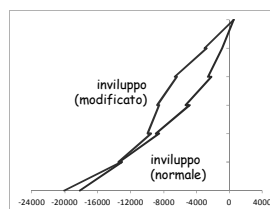


Momento flettente

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

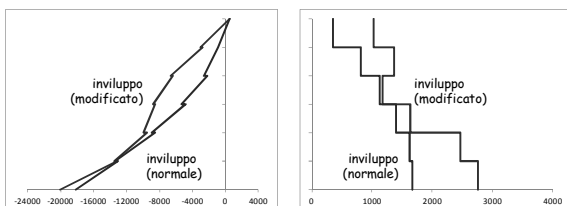


Momento flettente

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

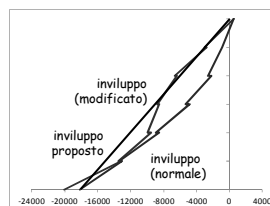


Momento flettente

Taglio

## Comportamento elasto-plastico analisi modale

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



Momento flettente

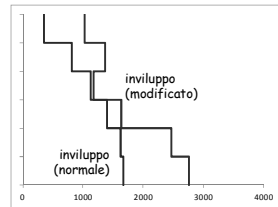
- Suggerimento di normativa
  - Adottare un diagramma del momento flettente lineare

## 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



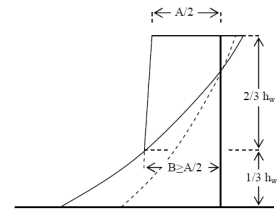
Taglio

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

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

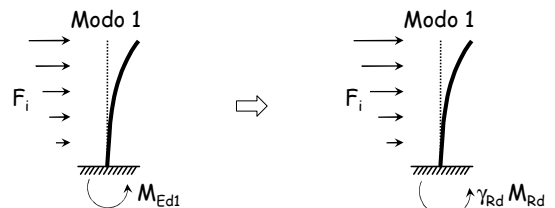
$$V_{Ed2} = \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1}$$

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 sovrarresistenza

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



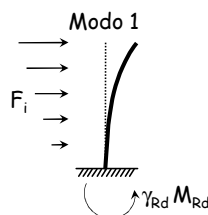
## Amplificazione delle sollecitazioni per effetto della sovrarresistenza

- 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

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

NTC 08, punto 7.4.4.5.1

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

- Più precisamente, la normativa prescrive come fattore di incremento

Strutture di classe di duttilità A

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

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

Strutture di classe di duttilità B

$$\text{pareti snelle} \quad 1.5$$

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

NTC 08, punto 7.4.4.5.1

### Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità A

$$q = 4$$

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

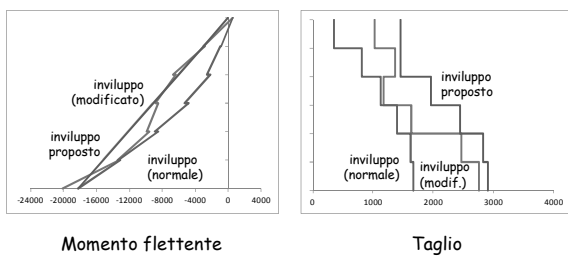
si ipotizza  $M_{Rd} = M_{Ed}$

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

### Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

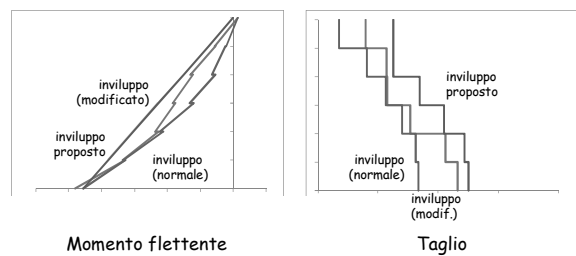
Struttura di classe di duttilità A incremento taglio 1.744



### Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità B incremento taglio 1.5



Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

7 - Impostazione della carpenteria e dimensionamento

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

**Processo progettuale**

1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

**Impostazione della carpenteria**

**Impostazione della carpenteria**

Definizione dell'orditura dei solai e della posizione di travi, pilastri e pareti

La struttura deve essere in grado di portare

- i carichi verticali
- le azioni orizzontali equivalenti al sisma

**Obiettivi generali**

Rendere la struttura il più regolare possibile

Valutare la possibilità di dividere il fabbricato in blocchi staticamente separati da giunti

Prestare molta attenzione alla configurazione delle pareti

- rischio di ottenere una risposta con una componente torsionale accentuata
- rischio di concentrazione delle sollecitazioni ed aumento della richiesta di duttilità

**Edifici con pareti o nuclei in c.a.**

Compito dei diversi elementi:

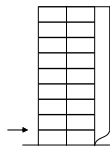
- Le pareti portano l'azione sismica
- Pilastri e travi portano i carichi verticali

Impostazione  
separata,  
più semplice

Ma, attenzione:

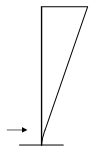
Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

## Comportamento a mensola e comportamento a telaio



Telaio (con travi rigide)

Forze applicate ai piani inferiori provocano grossi spostamenti ...  
... ma gli spostamenti non aumentano ai piani superiori



Mensole (pareti)

Forze applicate ai piani inferiori provocano piccoli spostamenti ...  
... ma gli spostamenti aumentano di molto ai piani superiori

## Edifici con pareti o nuclei in c.a.

Compito dei diversi elementi:

- Le pareti portano l'azione sismica
- Pilastri e travi portano i carichi verticali

Impostazione separata, più semplice

Ma, attenzione:

Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

- Le fondazioni richiedono uno studio particolare (e costi maggiori)

## Impostazione della carpenteria

Travi e pilastri portano principalmente i carichi verticali ma anche modeste azioni orizzontali (più rilevanti ai piani superiori)

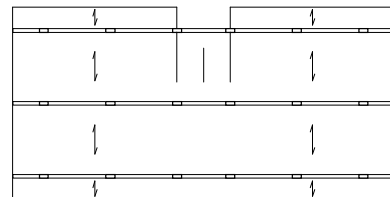
Può essere utile scindere il problema in due fasi:

1. Impostare la carpenteria pensando innanzi tutto ai soli carichi verticali tenendo però presenti i criteri derivanti dalla contemporanea presenza di azioni orizzontali
2. Inserire le pareti in carpenteria per renderla idonea a sopportare azioni orizzontali

## Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

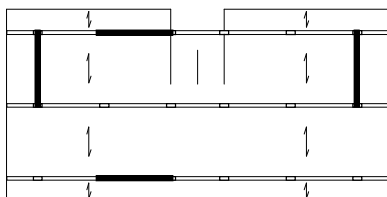
- Una carpenteria pensata per soli carichi verticali può, al limite, avere questo aspetto



## Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - Le pareti sono molto resistenti e rigide e quindi ne bastano poche

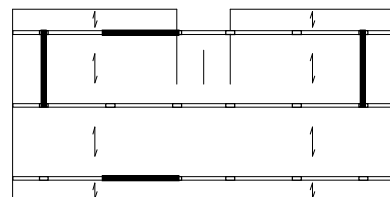


Sono condizionanti la posizione delle aperture e quella dei pilastri già previsti

## Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - È bene conferire uguale rigidezza nelle due direzioni

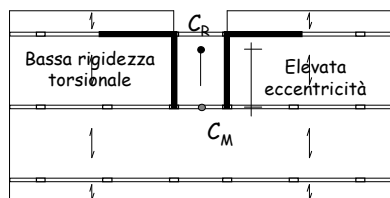


Spesso è sufficiente disporre due pareti per ciascuna direzione, di dimensioni analoghe

## Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Occorre inserire le pareti per le azioni orizzontali
  - La configurazione delle pareti deve essere bilanciata, per evitare un cattivo comportamento rotazionale

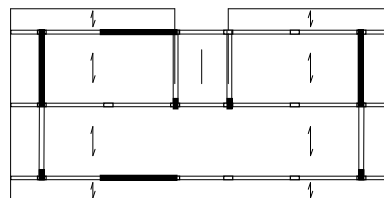


Questa configurazione non va bene

## Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Completare la struttura
  - Cercare di realizzare una configurazione bilanciata anche per i pilastri

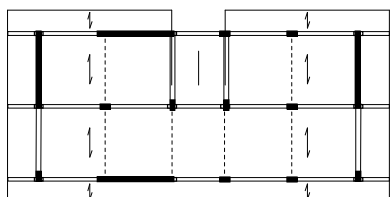


Agli ultimi piani questo potrebbe essere importante

## Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

- Completare la struttura
  - Aggiungere altre travi, a spessore, che sono però irrilevanti ai fini sismici



Esempio

## Edificio analizzato

Tipologia:  
edificio adibito a civile abitazione, a 6 piani

Classe dell'edificio:  
classe II (costruzione con normale affollamento, senza contenuti pericolosi e funzioni sociali essenziali)

Ubicazione:  
zona sismica 2 ( $a_g = 0.25 g$ )

Categoria di suolo:  
categoria C (sabbie e ghiaie mediamente addensate)

## Edificio analizzato

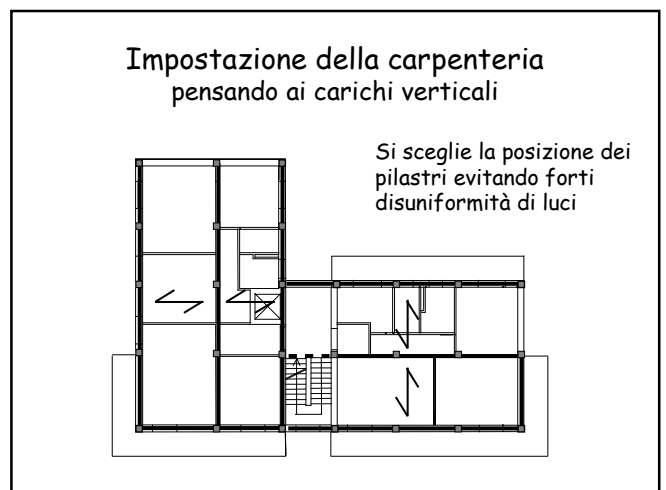
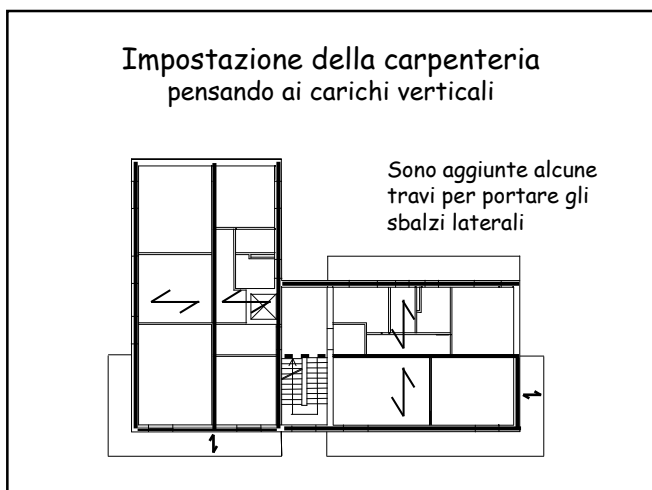
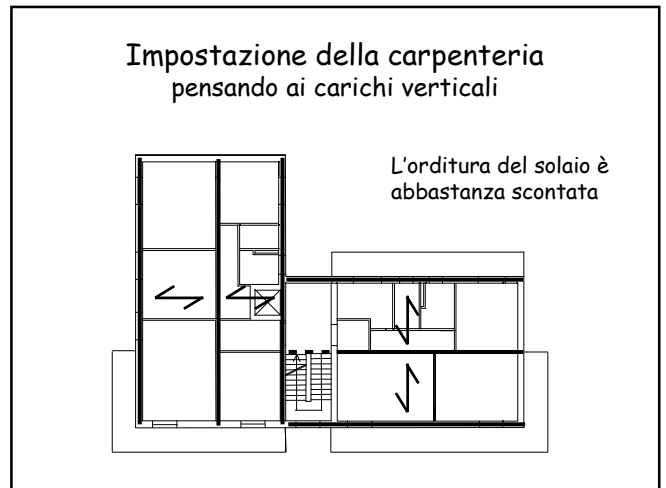
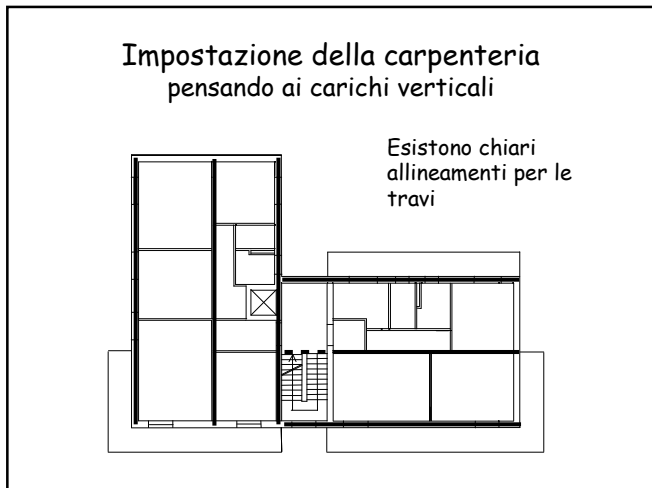
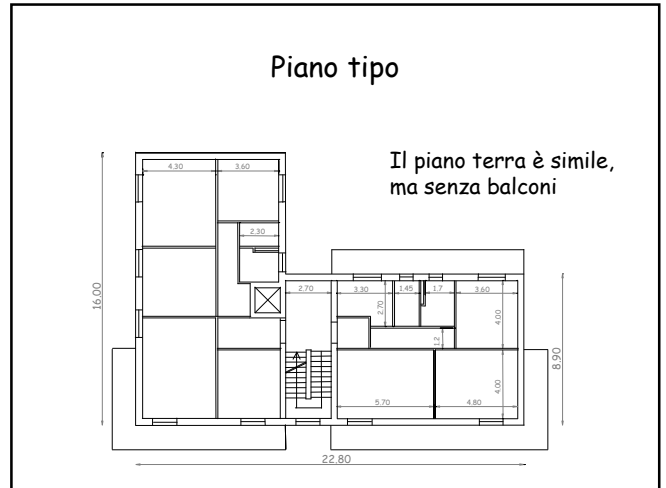
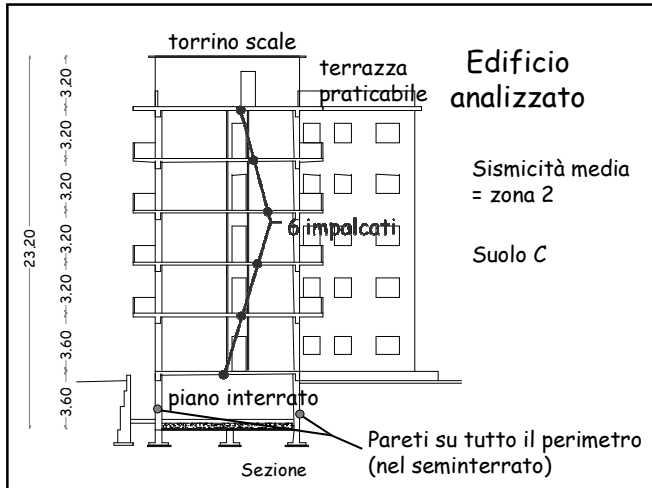
Struttura portante principale:  
con pareti (singole) in cemento armato

Solai:  
in latero-cemento, gettati in opera

Scale:  
a soletta rampante (tipologia "alla Giliberti")

Fondazioni:  
reticolo di travi rovesce

Materiali:  
calcestruzzo C25/30 ( $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ,  $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ )  
acciaio B450C



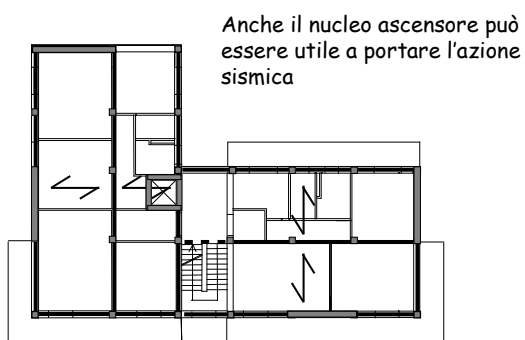
### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



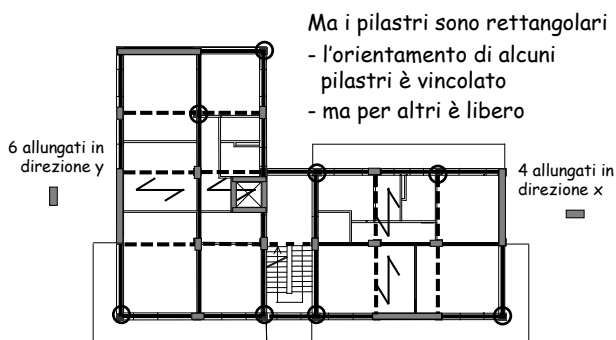
### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali





## Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima

## Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Il dimensionamento può essere effettuato con riferimento ai soli carichi verticali (in assenza di sisma)

### Solaio

- In funzione della luce, in modo da non avere problemi di deformazioni
- Aumentare lo spessore se vi sono travi a spessore lunghe e molto caricate

Nell'esempio si è scelto uno spessore  $s = 26$  cm che a me sembra eccessivo

## Carichi unitari

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i carichi unitari (kN/m<sup>2</sup>)

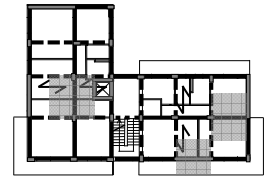
	$g_k$	$q_k$	SLU solo c.v	SLU con F
Solaio del piano tipo (incluso tramezzi)	5.2	2.0	10.0	5.8
Solaio di copertura	4.0	2.0	8.5	4.8
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.2	3.4
Sbalzo piano tipo	4.2	4.0	11.5	6.6
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4

## Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Il dimensionamento può essere effettuato con riferimento ai soli carichi verticali (in assenza di sisma)

### Travi

- In funzione della luce e dei carichi, valutati per aree (o meglio larghezze) di influenza
- Definire una sezione unica per tutte le travi emergenti
- Eventualmente, abbondare un po' per tener conto del sisma
- Travi di collegamento: sezione minima



## Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Travi, nell'esempio:

$q_d \cong 55$  kN/m in assenza di sisma

Momento per carichi verticali:

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{55 \times 4.30^2}{10} \cong 101.7 \text{ kNm}$$

Calcolo della larghezza:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{d}} = 0.020 \sqrt{\frac{102}{0.30}} = 0.37 \text{ m}$$

Travi emergenti 30x50 (incluso ultimo impalcato)

Travi a spessore 60x26

## Altri carichi unitari

Una volta definita (anche sommariamente) la sezione delle travi, si può completare l'analisi dei carichi unitari (kN/m)

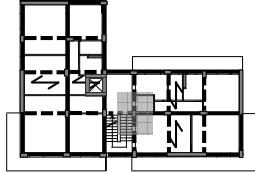
	$g_k$	$q_k$	SLU solo c.v	SLU con F
Travi 30 x 50	2.9		3.8	2.9
Travi 60 x 26	2.2		2.9	2.2
Tamponature	7.0		9.1	7.0
Tramezzi	3.0		3.9	3.0

## Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Il dimensionamento può essere effettuato con riferimento ai soli carichi verticali (in assenza di sisma)

### Pilastri

- In funzione dei carichi, valutati per aree di influenza
- Si può usare una tensione media fino a  $f_{cd}$
- Usare max 2-3 sezioni diverse al primo ordine
- Mantenerle costanti o ridurle di poco ai piani superiori
- Non ridurli mai a dimensioni minori di quelle delle travi



## Esempio

Pilastro interno, porta  
9 m di trave  
21 m<sup>2</sup> di solaio

Carico al piano: 245 kN

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
1560 kN



## Esempio

Pilastro laterale con sbalzo  
pilastro d'angolo con sbalzi  
Più o meno lo stesso

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
1560 kN



## Esempio

Pilastro interno in  
corrispondenza della scala  
Di più, a causa del torrino

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
1640 kN



## Esempio

Pilastro laterale privo di  
sbalzo o d'angolo con uno  
sbalzo

Carico al piano minore

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
930 kN



## Esempio

Pilastro d'angolo  
privo di sbalzo

Carico al piano ancora  
minore

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
570 kN



### Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Pilastri, nell'esempio:

Tipo di pilastro	$N_{Ed}$ (SLU senza sisma)	$A_c$
Pilastri più caricati (20)	1560 - 1640 kN	1100-1170 cm <sup>2</sup>
Pilastri perimetrali senza sbalzo (2)	930 kN	660 cm <sup>2</sup>
Pilastri d'angolo senza sbalzo (1)	570 kN	400 cm <sup>2</sup>

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} \approx \frac{N_{Ed}}{14.2} \times 10$$

### Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Pilastri, nell'esempio:

Tipo di pilastro	$N_{Ed}$	$A_c$	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	1560 - 1640 kN	1100-1170 cm <sup>2</sup>	<del>30 x 40</del>	30 x 50
Pilastri perimetrali (2)	930 kN	660 cm <sup>2</sup>	<del>30 x 30</del>	30 x 50
Pilastri d'angolo (1)	570 kN	400 cm <sup>2</sup>	<del>30 x 30</del>	30 x 50

Si sceglie la sezione 30 x 50 perché altrimenti è difficile soddisfare il criterio di gerarchia delle resistenze... inoltre un leggero sovradimensionamento è utile per portare il momento flettente dovuto al sisma

### Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Pilastri, nell'esempio:

Tipo di pilastro	$N_{Ed}$	$A_c$	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	1560 - 1640 kN	1100-1170 cm <sup>2</sup>	<del>30 x 40</del>	30 x 50
Pilastri perimetrali (2)	930 kN	660 cm <sup>2</sup>	<del>30 x 30</del>	30 x 50
Pilastri d'angolo (1)	570 kN	400 cm <sup>2</sup>	<del>30 x 30</del>	30 x 50

La sezione 30 x 50 non crea problemi architettonici e non comporta costi eccessivi  
la si mantiene invariata per tutta l'altezza

### Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di 8÷11 kN/m<sup>2</sup>

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 11 kN/m<sup>2</sup> (9 kN/m<sup>2</sup> in copertura, per la minore incidenza delle tamponature)

### Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

Torrino scala:  $S = 48.0 \text{ m}^2$

VI impalcato:  $S = 331.9 \text{ m}^2$

Piano tipo:  $S = 323.5 \text{ m}^2$

I impalcato: non considerato  
per azione sismica

Nota: il torrino scala può essere accorpato al 5° impalcato, ottenendo

Torrino + V impalcato:  $S = 379.9 \text{ m}^2$

### Esempio - masse

Impalcato	Superficie m <sup>2</sup>	Incidenza kN/m <sup>2</sup>	Peso kN
Torrino + VI	379.9	9.0	3419
V, IV, III, II	323.5	11.0	3559
I	--	--	--

Peso totale = 16359 kN

## Spettro di progetto

È ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$q_0 = 4.0$   $\alpha_u/\alpha_1$  struttura intelaiata in c.a. - CD"A"

$q_0 = 3.0$  struttura intelaiata in c.a. - CD"B"

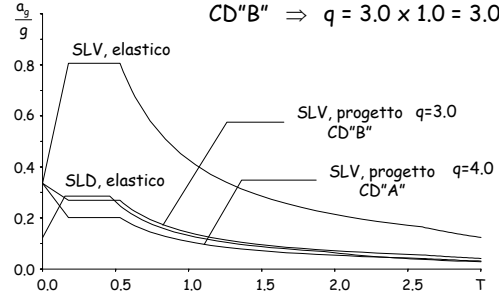
$\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$  2 sole pareti per direzione

$K_R = 1$  la struttura è regolare in altezza

## Spettro di progetto

Ipotizzo di realizzare la struttura a bassa duttilità

$$CD"B" \Rightarrow q = 3.0 \times 1.0 = 3.0$$



## Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere  $T_1 = C_1 H^{3/4}$

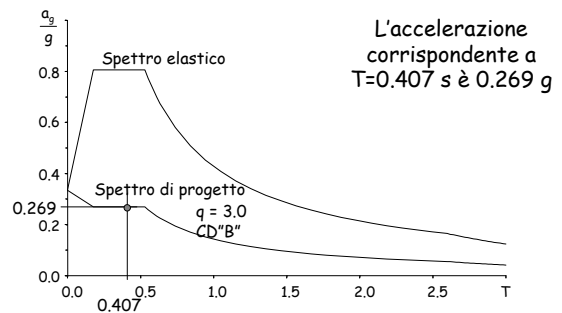
con  $C_1 = 0.050$  per strutture diverse da quelle intelaiate in acciaio e c.a.

$H$  = altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)

Nell'esempio:  $H = 16.40$  m (escluso torrino e piano cantinato)

$$T_1 = 0.050 \times 16.40^{3/4} = 0.407 \text{ s}$$

## Esempio - ordinata spettrale



## Forze per analisi statica

Taglio alla base  $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) =$   
 $= 0.85 \times 17655 \times 0.269 = 4036.8 \text{ kN}$

Forza al piano  $F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$

## Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
6+torrino	3419	16.40	56072	1288.6	1288.6
5	3559	13.20	46979	1079.6	2368.3
4	3559	10.00	35590	817.9	3186.2
3	3559	6.80	24201	556.2	3742.4
2	3559	3.60	12812	294.4	4036.8
somma	17655		175654		

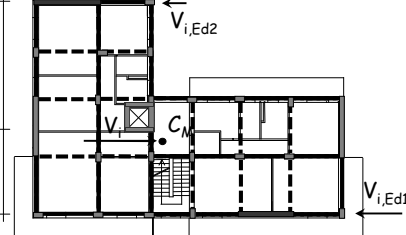
### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

1. Ripartire il taglio di piano tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

$$V_{i,Ed2} = \frac{d_1}{d_1 + d_2} V_i$$

$$V_{i,Ed1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} V_i$$

Da equilibrio rotazione



### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

1. Ripartire il taglio di piano tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

2. Incrementare i valori per tenere conto dell'eccentricità accidentale

Se la struttura è molto rigida torsionalmente, incrementare del 10%

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

3. Incrementare il taglio della parete per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio tenendo conto di:

- sovrarresistenza
- modi superiori

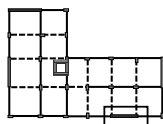
### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

3. Incrementare il taglio della parete per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (criterio di gerarchia delle resistenze):

- moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "B" un po' di più per CD "A"
- in ogni caso il taglio dei piani superiori (per  $z > h_w/3$ ) non deve essere inferiore al 50% di quello alla base

### Taglio pareti direzione x 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
6	1288.6
5	2368.3
4	3186.2
3	3742.4
2	4036.8



Calcolo il taglio della parete 1

### Taglio pareti direzione x 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)
6	1288.6	838.0
5	2368.3	1540.1
4	3186.2	2072.0
3	3742.4	2433.7
2	4036.8	2625.2

$$V_{i,Ed1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} V_i$$

$$d_1 = 5.5 \text{ m}$$

$$d_2 = 10.2 \text{ m}$$

Taglio pareti direzione x  
2 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)	
6	1288.6	838.0	921.8
5	2368.3	1540.1	1694.1
4	3186.2	2072.0	2279.2
3	3742.4	2433.7	2677.1
2	4036.8	2625.2	2887.7

+10%

Taglio pareti direzione x  
3 - incremento per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)	
6	1288.6	838.0	921.8
5	2368.3	1540.1	1694.1
4	3186.2	2072.0	2279.2
3	3742.4	2433.7	2677.1
2	4036.8	2625.2	2887.7

< 0.5V<sub>2</sub>

+50%

Taglio pareti direzione x  
3 - incremento per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)	
6	1288.6	838.0	921.8
5	2368.3	1540.1	1694.1
4	3186.2	2072.0	2279.2
3	3742.4	2433.7	2677.1
2	4036.8	2625.2	2887.7

0.5 V<sub>base</sub>

+50%

Dimensionamento della sezione di base delle pareti

1. Dimensionare la sezione trasversale della parete più sollecitata nel rispetto della verifica a taglio del calcestruzzo

$$V_{Ed} = V_{Rcd} = \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} f_{cd} b z \quad z = 0.8 l_w$$

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd} b}$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \text{ per CD "B"}$$

Dimensionamento della sezione di base delle pareti

1. Dimensionare la sezione trasversale della parete più sollecitata nel rispetto della verifica a taglio del calcestruzzo

Alla base  $V_{Ed} = 4331.6 \text{ kN}$

assumo  $b_w = 30 \text{ cm}$

pongo  $\cot \theta = 1.5$

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd} b_w} = 2.17 \frac{4331.6 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 5.5 \text{ m}$$

La dimensione è accettabile

Dimensionamento della sezione di base delle pareti

2. Calcolare la lunghezza dell'altra parete imponendo il rapporto tra i momenti d'inerzia uguale al rapporto tra i tagli

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{V_{Ed1}}{V_{Ed2}} \Rightarrow \frac{l_{w1}^3}{l_{w2}^3} = \frac{d_2}{d_1} \Rightarrow l_{w2} = l_{w1} \sqrt[3]{\frac{d_1}{d_2}}$$

Nel caso in esame:

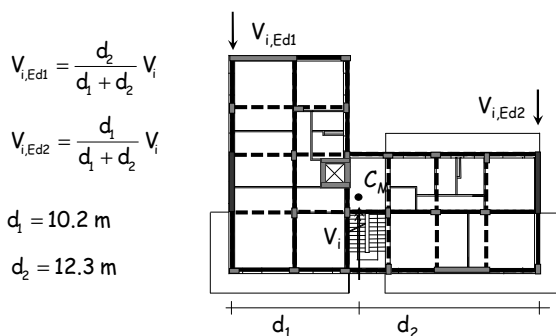
$d_1 = 5.5 \text{ m}$

$d_2 = 10.2 \text{ m}$

$$l_{w2} = 5.5 \times \sqrt[3]{\frac{5.5}{10.2}} = 4.8 \text{ m}$$

Aumentata per soddisfare vincoli architettonici

### Taglio pareti in direzione y



### Taglio pareti direzione y

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)		
6	1288.6	704.4	774.9	1820.6
5	2368.3	1294.6	1424.1	2136.2
4	3186.2	1741.8	1945.0	2873.9
3	3742.4	2045.8	2250.4	3375.6
2	4036.8	2206.8	2427.5	3641.2

$< 0.5V_2$   
 +10%    +50%

### Dimensionamento della sezione di base delle pareti

Parete 1

$$V_{Ed} = 3641.2 \text{ kN} \quad b_w = 30 \text{ cm} \quad \cot \theta = 1.5$$

$$l_{w1} = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd} b_w} = 2.17 \frac{3641.2 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = \frac{4.6 \text{ m}}{4.5 \text{ m}}$$

Parete 2

$$l_{w2} = l_{w1} \sqrt{\frac{d_1}{d_2}} = 4.6 \times \sqrt{\frac{10.2}{12.3}} = \frac{4.5 \text{ m}}{4.5 \text{ m}}$$

Modificate per soddisfare vincoli architettonici

### Dimensionamento di struttura ad alta duttilità

### Cosa cambia?

Il fattore di struttura è più grande  
Le forze di progetto sono più piccole

I criteri di gerarchia delle resistenze  
Si applicano secondo condizioni più restrittive  
(meccanismo di collasso più favorevole)

I limiti sui particolari costruttivi  
Sono più condizionanti  
(maggiore duttilità locale)

### Fattore di struttura

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 4.0 \times 1.0$$

Prima era 3.0

struttura con 2 pareti per direzione  
duttività alta

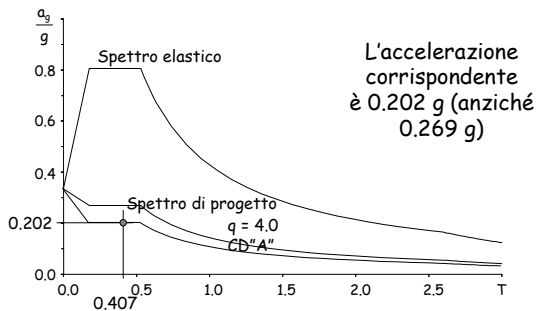
$$K_R = 1.0$$

la struttura è regolare in altezza

$$q = 4.00 \text{ (prima era 3.0)}$$

### Esempio - ordinata spettrale

Il periodo è ancora  $T = 0.407$  s



### Forze per analisi statica

$$\text{Taglio alla base } V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) = 0.85 \times 17655 \times 0.202 = 3031.4 \text{ kN}$$

$$\text{Forza al piano } F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$$

### Forze per analisi statica

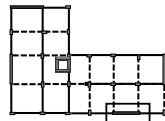
Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
6+torrino	3419	16.40	56072	967.7	967.7
5	3559	13.20	46979	810.7	1778.4
4	3559	10.00	35590	614.2	2392.6
3	3559	6.80	24201	417.7	2810.3
2	3559	3.60	12812	221.1	3031.4
somma	17655		175654		

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

1. Ripartire il taglio di piano tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale
2. Incrementare i valori per tenere conto dell'eccentricità accidentale  
Se la struttura è molto rigida torsionalmente, incrementare del 10%

### Taglio pareti direzione x 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
6	967.7
5	1778.4
4	2392.6
3	2810.3
2	3031.4



Calcolo il taglio della parete 1

### Taglio pareti direzione x 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)
6	967.7	629.3
5	1778.4	1156.5
4	2392.6	1556.0
3	2810.3	1827.6
2	3031.4	1971.4

$$V_{i,Ed1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} V_i$$

$$d_1 = 5.5 \text{ m}$$

$$d_2 = 10.2 \text{ m}$$



### Taglio pareti direzione x 2 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)	
6	967.7	629.3	692.2
5	1778.4	1156.5	1272.2
4	2392.6	1556.0	1711.5
3	2810.3	1827.6	2010.3
2	3031.4	1971.4	2168.5

+10%

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

- Incrementare i tagli per tener conto del criterio di gerarchia delle resistenze; moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD"B" un po' di più per CD"A"

In ogni caso il taglio dei piani superiori non deve essere inferiore al 50% di quello alla base

Come si calcola l'incremento?

### Criterio di gerarchia delle resistenze (Amplificazione taglio sismico parete)

$$V_{Ed} = \varepsilon V_{analisi}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.2$$

Pareti snelle

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

Pareti tozze

$$\varepsilon = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q$$

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

- Incrementare i tagli per tener conto del criterio di gerarchia delle resistenze; moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD"B" un po' di più per CD"A"

$$\gamma_{Rd} = 1.2$$

$$\text{assumo } \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.05$$

$$\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.26$$

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

- Incrementare i tagli per tener conto del criterio di gerarchia delle resistenze; moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD"B" un po' di più per CD"A"

$$\text{È stato stimato } T_1 = 0.407 \text{ s} \quad \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} = 1$$

$$q\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} = 4 \times \sqrt{0.1} \times 1 = 1.264$$

### Come prevedere il taglio sollecitante delle pareti?

- Incrementare i tagli per tener conto del criterio di gerarchia delle resistenze; moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD"B" un po' di più per CD"A"

Ed infine

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + \left(q\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)}\right)^2} = \sqrt{1.26^2 + 1.264^2} = 1.78$$

### Taglio pareti direzione x 3 - incremento per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)		
6	1288.6	838.0	921.8	1235.4
5	2368.3	1540.1	1694.1	2270.5
4	3186.2	2072.0	2279.2	3054.7
3	3742.4	2433.7	2677.1	3587.9
2	4036.8	2625.2	2887.7	3870.2

< 0.5V<sub>2</sub>

+78%

### Taglio pareti direzione x 3 - incremento per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio parete 1 (kN)		
6	1288.6	838.0	921.8	1935.1
5	2368.3	1540.1	1694.1	2270.5
4	3186.2	2072.0	2279.2	3054.7
3	3742.4	2433.7	2677.1	3587.9
2	4036.8	2625.2	2887.7	3870.2

0.5 V<sub>base</sub>

+78%

### Dimensionamento della sezione di base delle pareti

1. Dimensionare la sezione trasversale della parete più sollecitata nel rispetto della verifica a taglio del calcestruzzo

$$V_{Ed} = V_{Rcd} = \frac{0.4}{1 + \cot^2 \theta} f_{cd} b z \quad z = 0.8 l_w$$

Riduzione resistenza in zona critica  $\cot \theta = 1$  per CD "A"

$$l_w = \frac{2}{0.4} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd} b}$$

### Dimensionamento della sezione di base delle pareti

1. Dimensionare la sezione trasversale della parete più sollecitata nel rispetto della verifica a taglio del calcestruzzo

Alla base  $V_{Ed} = 3870.2 \text{ kN}$

assumo  $b_w = 30 \text{ cm}$

$\cot \theta = 1$

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd} b_w} = 5 \frac{3870.2 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 11.4 \text{ m}$$

È il doppio di ciò che serviva in CD "B" ???

### Considerazioni

Il progetto ad alta duttilità richiede pareti molto più grandi rispetto a quello a bassa duttilità

Si poteva prevedere, perché

1. Le azioni in CD "A" sono minori del 25% ( $q = 4$  anziché 3)
2. L'amplificazione per criterio di gerarchia delle resistenze è del 20% più grande (1.78 anziché 1.5)
3. Ma soprattutto la resistenza a taglio è ridotta del 60%

Ma allora che vantaggi dall'alta duttilità?

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

8 - Carichi e combinazioni di carico

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

## Conseguenze per l'analisi strutturale

Oggi, necessità di:

- Distinguere tra carichi verticali in assenza di sisma (maggiori) e in presenza di sisma (minori)
- Tener conto dell'eccentricità accidentale
- Combinare l'effetto delle diverse componenti del sisma

Quindi:

- Un numero di schemi da calcolare molto più alto

Quanti?

## Quante combinazioni di carico?

In presenza di sisma:

- 1 • carico verticale con valore ridotto ( $g_k + \psi_2 q_k$ ) su tutte le campate di trave
- 2 • forze sismiche (statiche o modali) in direzione  $x / y$
- 4 • verso delle forze sismiche: positivo / negativo
- 8 • eccentricità accidentale: positiva / negativa
- 16 • forze in una direzione più 0.3 forze nell'altra direzione, prese col segno: positivo / negativo
- 32 • eccentricità nell'altra direzione: positiva / negativa

## Combinazioni di carico sismiche

Azione sismica principale	segno	eccentricità	Azione sismica secondaria	eccentricità	N° comb.
$E_x$	+	+ $e_y$	+ 0.3 $E_y$	+ $e_x$	1
			- 0.3 $E_y$	- $e_x$	2
		- $e_y$	+ 0.3 $E_y$	+ $e_x$	3
			- 0.3 $E_y$	- $e_x$	4
			+ 0.3 $E_y$	+ $e_x$	5
	-	+ $e_y$	- 0.3 $E_y$	- $e_x$	6
			+ 0.3 $E_y$	+ $e_x$	7
		- $e_y$	- 0.3 $E_y$	- $e_x$	8
			+ 0.3 $E_y$	+ $e_x$	9
			- 0.3 $E_y$	- $e_x$	10
$E_y$	+	+ $e_x$	+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	11
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	12
		- $e_x$	+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	13
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	14
			+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	15
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	16
	-	+ $e_x$	+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	17
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	18
		- $e_x$	+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	19
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	20
			+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	21
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	22
	+	+ $e_x$	+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	23
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	24
		- $e_x$	+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	25
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	26
			+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	27
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	28
	-	+ $e_x$	+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	29
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	30
		- $e_x$	+ 0.3 $E_x$	+ $e_y$	31
			- 0.3 $E_x$	- $e_y$	32

## Tante combinazioni di carico... Come gestirle?

Risultati dettagliati degli schemi base, più inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?

Dai risultati di ciascuno schema base posso capire il comportamento della struttura

L'inviluppo mi fornisce il giudizio complessivo

- Schemi base suggeriti:
1. carichi verticali max (senza sisma)
  2. carichi verticali min (con sisma)
  3. forze in direzione  $x$  (statiche o modali)
  4. forze in direzione  $y$  (statiche o modali)
- coppie (statiche)  $\Leftarrow$
5. eccentricità accidentale  $x$  forze in dir.  $x$
  6. eccentricità accidentale  $x$  forze in dir.  $y$

## Processo progettuale

- ✓ 1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
- ✓ 2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
- ✓ 3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

## 4. Analisi strutturale: fasi di lavoro

- 4.1. Definizione dei carichi unitari
- 4.2. Valutazione dei carichi sulle travi
- 4.3. Valutazione delle masse di piano
- 4.4. Valutazione delle forze orizzontali (nel caso di analisi statica) e delle eccentricità
- 4.5. Definizione del modello della struttura
- 4.6. Risoluzione degli schemi base

rapido cenno

## 4.1. Carichi unitari

### Carichi unitari

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascun elemento i valori caratteristici dei carichi permanenti e variabili

Esempio:

Solaio del piano tipo

Peso proprio	2.80 kN/m <sup>2</sup>
Pavimento, intonaco, massetto	1.20
Totale carichi permanenti	$g_{1k} = 4.00 \text{ kN/m}^2$
Incidenza tramezzi	$g_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$
Carichi variabili	$q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$

### Coefficienti parziali di sicurezza per carichi permanenti e variabili

			EQU	STR	GEO
Carichi permanenti strutturali	$\gamma_{G1}$	favorevoli	0.9	1.0	1.0
Carichi permanenti non strutturali ma compiutamente definiti		sfavorevoli	1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti	$\gamma_{G2}$	favorevoli	0.0	0.0	0.0
Carichi variabili		sfavorevoli	1.5	1.5	1.3

### Carichi unitari

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascun elemento i valori caratteristici dei carichi permanenti e variabili

Esempio:

Solaio del piano tipo  $g_{1k} = 4.00 \text{ kN/m}^2$   $q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$   
 $g_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$

Si determinano i valori di calcolo in assenza di sisma, moltiplicando  $g_k$  e  $q_k$  per  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$

$$\gamma_{g1} g_{1k} = 5.20 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_q (g_{2k} + q_k) = 4.80 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

e quelli in presenza di sisma, moltiplicando  $q_k$  per  $\psi_2$

$$g_k = 5.20 \text{ kN/m}^2 \quad \psi_2 q_k = 0.60 \text{ kN/m}^2 \quad g_k + \psi_2 q_k = 5.80 \text{ kN/m}^2$$

### Carichi unitari

I valori per l'edificio in esame sono riepilogati qui

	$g_k$ kN/m <sup>2</sup>	$q_k$ kN/m <sup>2</sup>	TOTALE senza sisma	TOTALE con sisma
Solaio piano tipo (escl. tramezzi)	4.00	2.00	8.20	4.60
Solaio piano tipo (incid. tramezzi)	1.20	---	1.80	1.20
Solaio copertura	4.20	2.00	8.46	4.80
Solaio torrino scala	3.40	0.50	5.17	3.40
Balcone piano tipo	4.20	4.00	11.46	6.60
Sbalzo copertura, cornicione	3.90	0.50	5.82	3.90
Scala	5.00	4.00	12.50	7.40
				segue...

## Carichi unitari

I valori per l'edificio in esame sono riepilogati qui

... seguito	$g_k$ kN/m	$q_k$	TOTALE senza sisma	TOTALE con sisma
Travi 30x 50	2.90	---	3.77	2.90
Travi 60 x 26	2.20	---	2.86	2.20
Tamponature	7.00	---	9.10	7.00
Tramezzi	3.00	---	3.90	3.00
Pilastri 30 x 50	7.95	---	10.34	7.95
Pareti	22.50	---	29.25	22.50

rapido cenno

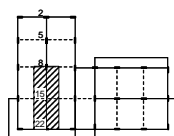
## 4.2. Carichi sulle travi

### Carichi sulle travi

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascuna campata di ogni trave i valori caratteristici dei carichi permanenti  $g_k$  e variabili  $q_k$

Esempio:

Trave 22-2, piano tipo



Campate 22-15, 15-8	$g_{1k}$ [kN/m]	$g_{2k}$ [kN/m]	$q_k$ [kN/m]
Solaio 1.15 x 4.25 m	19.55	5.87	9.78
Peso proprio	2.90		
Totale	22.45	5.87	9.78

### Carichi sulle travi

Si procede come si è soliti fare, determinando per ciascuna campata di ogni trave i valori caratteristici dei carichi permanenti  $g_k$  e variabili  $q_k$

Esempio:

Trave 22-2, piano tipo - Campate 22-15, 15-8  
 $g_{1k} = 22.45$  kN/m  $g_{2k} + q_k = 15.64$  kN/m

Si determinano i valori di calcolo in assenza di sisma, moltiplicando  $g_k$  e  $q_k$  per  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$

$$\gamma_g g_{1k} = 29.19 \text{ kN/m} \quad \gamma_q (g_{2k} + q_k) = 23.46 \text{ kN/m} \quad \gamma_g g_k + \gamma_q q_k = 52.65 \text{ kN/m}$$

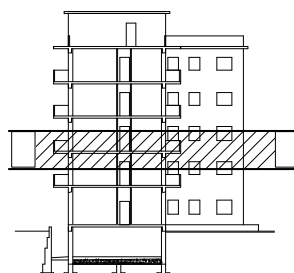
e quelli in presenza di sisma, moltiplicando  $q_k$  per  $\psi_2$

$$g_k = 28.32 \text{ kN/m} \quad \psi_2 q_k = 2.93 \text{ kN/m} \quad g_k + \psi_2 q_k = 31.25 \text{ kN/m}$$

## 4.3. Masse di piano

### Determinazione delle masse di piano

Individuare gli elementi presenti ad ogni impalcato



le masse che si sviluppano lungo l'altezza (pilastri, tamponature, tramezzi) devono essere riportate agli impalcati inferiore e superiore

### Masse di piano - esempio

Tipo carico	Impalcato tipo	
	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	239.2	1100.3
Solaio di copertura	--	--
Solaio torrino scala	--	--
Sbalzo piano tipo	60.3	398.0
Sbalzo copertura	--	--
Cornicione	--	--
Scala	24	177.6
Travi 30 x 50	101.2	293.5
Travi 60 x 26	52.2	114.8
Tamponature	52.2	365.4
Tramezzi	62.4	187.2
Pilastri 30 x 50	19	151.1
Pareti	26.5	596.3

Si ottiene così il peso totale dell'impalcato

$$W = 3384.1 \text{ kN}$$

Massa = peso diviso accelerazione di gravità

$$M = \frac{3384.1}{9.81} = 345.96 \text{ t}$$

### E così per gli altri impalcati

Tipo carico	Torrino		VI impalcato	
	Q.ta	Peso (kN)	Q.ta	Peso (kN)
Solaio del piano tipo	--	--	--	--
Solaio di copertura	--	--	239.2	1148.2
Solaio torrino scala	36.0	122.4	--	--
Sbalzo piano tipo	--	--	--	--
Sbalzo copertura	--	--	60.3	235.2
Cornicione	12.0	46.8	13.3	51.9
Scala	--	--	19.1	141.3
Travi 30 x 50	27.0	51.3	101.2	293.5
Travi 60 x 26	--	--	52.2	114.8
Tamponature	13.5	94.5	39.6	277.2
Tramezzi	--	--	31.2	93.6
Pilastri 30 x 50	3	23.9	12.5	99.4
Pareti	--	--	13.3	298.1

### Riepilogo dei valori calcolati

impalcato	peso W kN	massa M t	area m <sup>2</sup>	peso medio
Torrino	338.9	34.55	48.0	7.06
VI	2753.2	280.65	331.9	8.30
V, IV, III, II	3384.1	344.96	323.5	10.46
TOTALE	16628.5	1695.06		

### Confronto con i valori stimati

impalcato	peso W kN	peso medio kN/m <sup>2</sup>	peso stimato	peso medio stimato
Torrino + VI	3092.1	8.13	3419	9.0
V, IV, III, II	3384.1	10.46	3559	11.0
TOTALE	16628.5		17655.0	

differenza del 6% sul totale

### Baricentro e raggio d'inerzia delle masse

- ipotizzare le masse uniformemente distribuite nell'impalcato (incluso sbalzi)
- determinare il baricentro dell'impalcato
- calcolare il momento d'inerzia dell'impalcato e quindi il raggio d'inerzia

si può fare anche con Autocad

### Nell'esempio

impalcato	peso W kN	x m	y m	r <sub>m</sub> m
Torrino	338.9	9.75	4.86	3.24
VI	2753.2	10.20	5.89	8.51
Torrino + VI	3092.1	10.14	5.76	8.05
V, IV, III, II	3384.1	10.35	5.64	8.38

#### 4.4. Forze orizzontali

#### Forze orizzontali per analisi statica

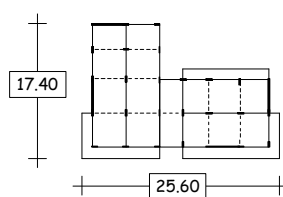
Il procedimento di determinazione delle forze è identico a quanto descritto in precedenza:

- definizione del fattore di struttura (nell'esempio, se bassa duttilità  $q = 3.0$ )
- stima del periodo proprio della struttura (nell'esempio,  $T_1 = 0.407$  s)
- determinazione dell'accelerazione spettrale (nell'esempio  $a_g = 0.269$  g)
- Calcolo del taglio alla base e distribuzione lungo l'altezza

#### Forze per analisi statica

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)
Torrino+VI	3092.1	16.40	50710.4	1172.7
V	3384.1	13.20	44670.1	1033.0
IV	3384.1	10.00	33841.0	782.6
III	3384.1	6.80	23011.9	532.1
II	3384.1	3.60	12182.8	281.7
somma	16628.5		164416.2	

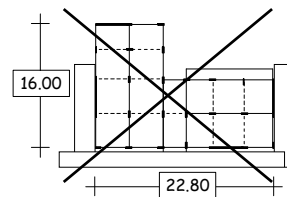
#### Eccentricità accidentale Nell'esempio



Impalcato tipo (con sbalzi)

per  $F_x$   $e_a = 0.05 \times 17.40 = 0.87$  m

per  $F_y$   $e_a = 0.05 \times 25.60 = 1.28$  m



I impalcato (senza sbalzi)

Per le NTC08 si usano le stesse eccentricità

#### Eccentricità accidentale Coppie da considerare

Piano	Forze in direzione x			Forze in direzione y		
	F (kN)	$e_a$ (m)	M (kNm)	F (kN)	$e_a$ (m)	M (kNm)
Torrino+VI	1172.7	0.87	1020.2	1172.7	1.28	1501.1
V	1033.0	0.87	898.7	1033.0	1.28	1322.2
IV	782.6	0.87	680.9	782.6	1.28	1001.7
III	532.1	0.87	462.9	532.1	1.28	681.1
II	281.7	0.87	245.1	281.7	1.28	360.6

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

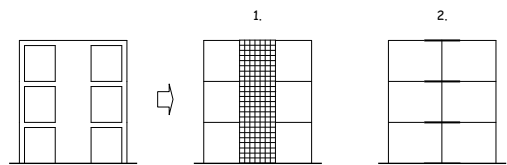
9 - Modellazione. Influenza di fondazione e terreno

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

**Modellazione di pareti in c.a.**

Possibili modellazioni:

1. Discretizzazione della parete con elementi finiti
2. Uso di elementi monodimensionali con tratti rigidi



**Modellazione di pareti in c.a.  
con elementi finiti**

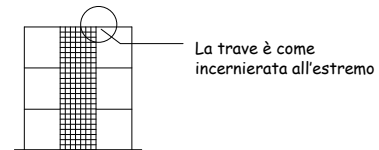
- Per cogliere il comportamento nel piano:  
elementi membranali (lastra)
- Se fa parte di un sistema spaziale e si vuol cogliere  
il comportamento fuori piano:  
elementi flessionali (piastra)

Cosa fa il vostro programma?

**Modellazione di pareti in c.a.  
con elementi finiti**

Problemi:

Drilling - i punti nodali non sono vincolati alla rotazione



I programmi usano vari artifici  
per eliminare il problema

Ma quanta approssimazione c'è?

**Modellazione di pareti in c.a.  
con elementi finiti**

Problemi:

- Il modello a elementi finiti fornisce uno stato  
tensionale
- La normativa fornisce prescrizioni in termini di  
caratteristiche di sollecitazione ( $M$ ,  $V$ )

Calcolando la risultante delle tensioni  
si può risalire a  $M$  e  $V$

Ma quanta approssimazione c'è?

**Modellazione di pareti in c.a.  
aste con tratti rigidi**

- Per cogliere il comportamento nel piano, il modello  
fornisce valori accettabili (purché si consideri la  
deformabilità a taglio dell'asta)
- Si possono usare
  - Tratti infinitamente rigidi
  - Tratti con rigidezza finita ma molto grande
- Fuori piano, la parete potrebbe comportarsi come  
un'asta qualsiasi, senza tratti rigidi



## Modellazione di pareti in c.a. aste con tratti rigidi

Problemi:

- La presenza di elementi con rigidezza molto diversa può dar luogo a problemi numerici (ad esempio, squilibri nei nodi)

Il programma segnala questi problemi?

Se vi sono squilibri, quanto sono rilevanti?

## Modellazione di pareti in c.a. aste con tratti rigidi

Problemi:

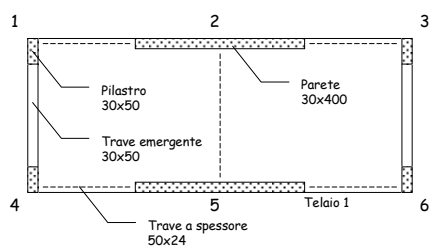
- Come si modella la struttura se sulla parete concorrono due distinti telai ortogonali?



Un tratto rigido con buona rigidezza torsionale?  
oppure pilastri fittizi agli estremi?

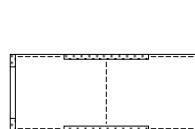
## Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- 5 piani - incastro al piede

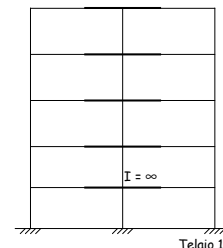


## Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- Asta con tratti infinitamente rigidi



Analisi modale:  
Modo 3, traslazione x  
 $T = 0,2016 \text{ s}$   
 $M^* = 70,03\%$



## Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- Asta con tratti infinitamente rigidi

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro	piano	momento (kNm)		taglio (kN)	sforzo normale (kN)
		sup.	inf.		
4	5	7,53	-5,67	4,12	5,91
4	4	3,99	-4,55	2,67	12,94
4	3	4,13	-4,44	2,68	19,35
4	2	2,92	-3,73	2,08	24,76
4	1	0,88	-1,88	0,76	28,18
5	5	42,31	-91,29	41,75	0,00
5	4	-42,44	313,36	84,66	0,00
5	3	-268,58	-635,43	114,64	0,00
5	2	-597,63	-1032,32	135,84	0,00
5	1	-1008,41	-1542,90	148,47	0,00

SQUILIBRIO NEI NODI

pilastro	piano	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
4	1	----	-2,80	-3,27
5	1	----	-20,62	-20,62
6	1	----	2,80	-3,27
4	2	----	-4,42	-5,16
5	2	----	----	-32,57
6	2	----	4,42	-5,16

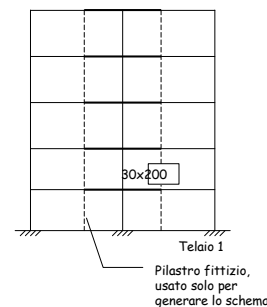
Piccoli squilibri  
(poco rilevanti)

## Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- Asta con tratti molto rigidi (ma non infinitamente)



Analisi modale:  
Modo 3, traslazione x  
 $T = 0,2019 \text{ s}$   
 $M^* = 70,02\%$   
Quasi identici a  $I = \infty$



## Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

### 2. Asta con tratti molto rigidi (ma non infinitamente)

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

		Analisi statica			
pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
4	5	7.47	-5.62	4.09	5.85
4	4	3.95	-4.51	2.65	12.79
4	3	4.09	-4.41	2.66	19.12
4	2	2.89	-3.71	2.06	24.46
4	1	0.86	-1.87	0.76	27.83
5	5	41.81	-92.00	41.81	0.00
5	4	-43.82	-314.89	84.71	0.00
5	3	-270.74	-637.74	114.69	0.00
5	2	-600.48	-1035.29	135.88	0.00
5	1	-1011.74	-1546.28	148.48	0.00

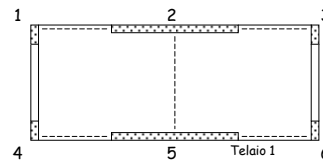
Era -1542.90

Piccole differenze rispetto a  $I = \infty$

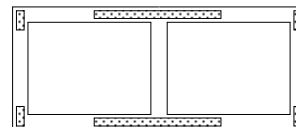
ma ora lo squilibrio non c'è

## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

- Stessa struttura, con fondazione



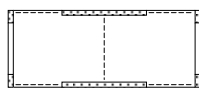
carpenteria



fondazione

## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

### 1. Asta con tratti infinitamente rigidi

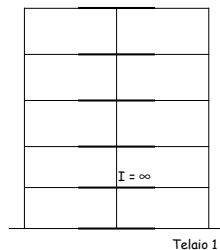


Analisi modale:

Modo 2, traslazione x

$T = 0.2790$  s

$M^* = 77.32\%$



$I = \infty$

Telaio 1

## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

### 1. Asta con tratti infinitamente rigidi

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

		Analisi statica			
pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
4	5	9.42	-7.08	5.16	7.40
4	4	5.07	-5.68	3.36	16.25
4	3	5.55	-5.93	3.59	24.53
4	2	4.09	-4.27	2.61	31.92
4	1	3.95	-7.79	3.26	37.87
5	5	52.96	-74.02	39.68	0.00
5	4	-12.54	-279.02	83.28	0.00
5	3	-221.17	-582.22	112.83	0.00
5	2	-530.59	-961.87	134.78	0.00
5	1	-920.56	-1437.07	143.48	0.00

SQUILIBRIO NEI NODI

pilastro	piano	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
4	1	----	-4.82	-5.64
5	1	----	----	-35.52
6	1	----	4.82	-5.64
4	2	----	-6.04	-7.05
5	2	----	----	-44.50
6	2	----	6.04	-7.05
6	4	----	9.96	-2.16

Piccoli squilibri  
(poco rilevanti)

## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

### 2. Asta con tratti rigidi (ma non infinitamente)



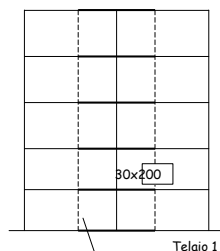
Analisi modale:

Modo 2, traslazione x

$T = 0.3243$  s

$M^* = 79.56\%$

Differenze non trascurabili



30x400

Telaio 1  
Pilastro fittizio,  
usato solo per  
generare lo schema

## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

### 2. Asta con tratti rigidi (ma non infinitamente)

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

		Analisi statica			
pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
4	5	12.33	-9.24	6.74	9.65
4	4	6.73	-7.45	4.43	21.22
4	3	7.65	-7.99	4.89	32.31
4	2	6.19	-6.07	3.83	42.73
4	1	7.07	-12.21	5.35	52.22
5	5	68.94	-47.93	36.52	0.00
5	4	32.42	-227.23	81.14	0.00
5	3	-149.51	-502.63	110.22	0.00
5	2	-429.87	-853.35	132.34	0.00
5	1	-787.63	-1289.09	139.29	0.00

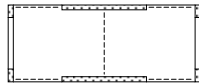
Era -1437.07

Differenze sensibili rispetto a  $I = \infty$

ma ora lo squilibrio non c'è

## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

### 3. Asta con tratti più rigidi



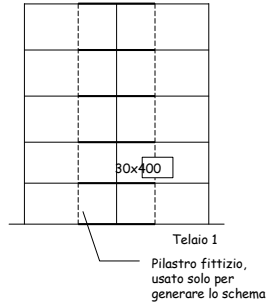
Analisi modale:

Modo 2, traslazione x

$T = 0.2858$  s

$M^* = 77.34\%$

Le differenze ora sono molto minori



## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

### 3. Asta con tratti più rigidi

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

Analisi statica

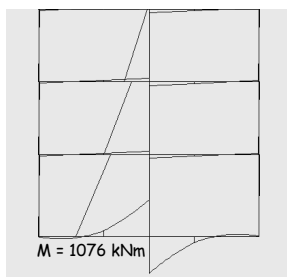
pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
4	5	9.84	-7.39	5.38	7.72
4	4	5.31	-5.94	3.51	16.96
4	3	5.85	-6.22	3.77	25.64
4	2	4.39	-4.53	2.79	33.46
4	1	4.40	-8.41	3.56	39.92
5	5	55.24	-70.31	39.23	0.00
5	4	-6.13	-271.64	82.97	0.00
5	3	-211.00	-570.86	112.46	0.00
5	2	-516.21	-946.38	134.43	0.00
5	1	-901.58	-1415.96	142.88	0.00

Era -1437.07

Differenze modeste rispetto a  $I = \infty$

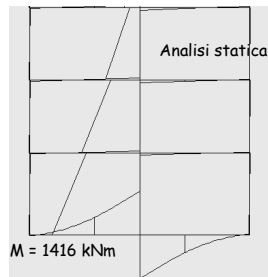
e lo squilibrio non c'è

## Influenza della rigidezza della trave di fondazione



Trave fond. bassa

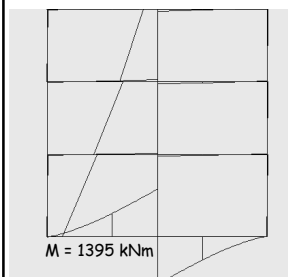
$T = 0.3908$  s



Caso base

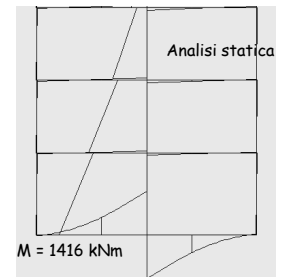
$T = 0.2858$  s

## Influenza della rigidezza del terreno



Terreno deformabile

$T = 1.4973$  s



Caso base

$T = 0.2858$  s

## Confronto taglio pilastri/pareti

incastro

ordine	% pil	% par
5	16.4	83.6
4	5.9	94.1
3	4.4	95.6
2	2.9	97.1
1	1.0	99.0

fondazione  
(terreno soffice)

ordine	% pil	% par
5	22.3	77.7
4	8.1	91.9
3	6.6	93.4
2	4.1	95.9
1	5.5	94.5

fondazione  
(caso base)

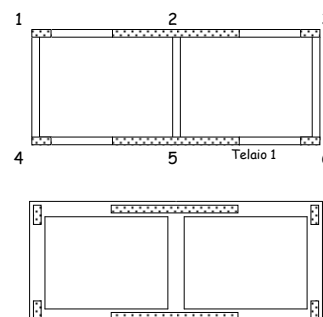
ordine	% pil	% par
5	21.5	78.5
4	7.8	92.2
3	6.3	93.7
2	4.0	96.0
1	4.7	95.3

fondazione  
(bassa)

ordine	% pil	% par
5	37.2	62.8
4	13.9	86.1
3	11.3	88.7
2	10.0	90.0
1	5.2	94.8

## Confronto

- Stessa struttura, con pilastri e travi rigide



carpenteria

fondazione

## Confronto taglio pilastri/pareti

incastro

ordine	% pil	% par
5	32.2	67.8
4	13.8	86.2
3	10.8	89.2
2	7.8	92.2
1	2.8	97.2

fondazione  
(caso base)

ordine	% pil	% par
5	41.8	58.2
4	18.4	81.6
3	15.6	84.4
2	12.7	87.3
1	12.0	88.0

fondazione  
(terreno soffice)

ordine	% pil	% par
5	42.6	57.4
4	18.8	81.2
3	16.0	84.0
2	13.0	87.0
1	13.1	86.9

fondazione  
(bassa)

ordine	% pil	% par
5	48.2	51.8
4	21.7	78.3
3	18.0	82.0
2	19.9	80.1
1	-0.4	100.4

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

10 - Analisi e giudizio sulla struttura

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

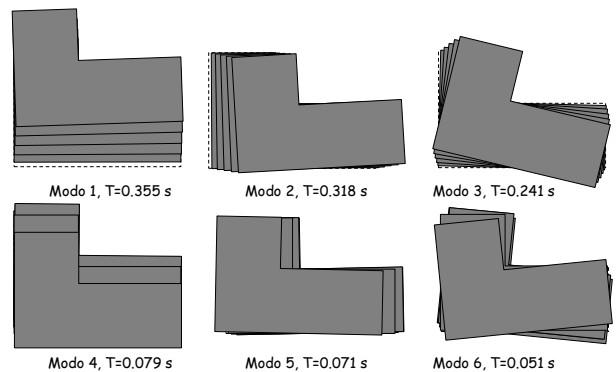
**Un mare di numeri. Come non perdersi?  
Analisi modale**

- Esaminare le deformate modali (indipendentemente dalla direzione del sisma)
  - sono disaccoppiate oppure accoppiate?
- Esaminare le masse partecipanti (per ciascuna direzione del sisma) per vedere quali modi danno maggior contributo
  - prevale un solo modo, o più di uno?
- Esaminare i periodi dei modi predominanti
  - corrispondono alle previsioni o no?

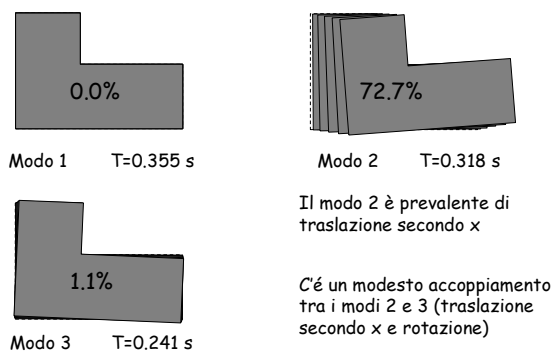
**Un mare di numeri. Come non perdersi?  
Analisi modale**

- Esaminare l'involuppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma
  - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
  - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- Esaminare il taglio nelle pareti
  - rispettano le previsioni o no?

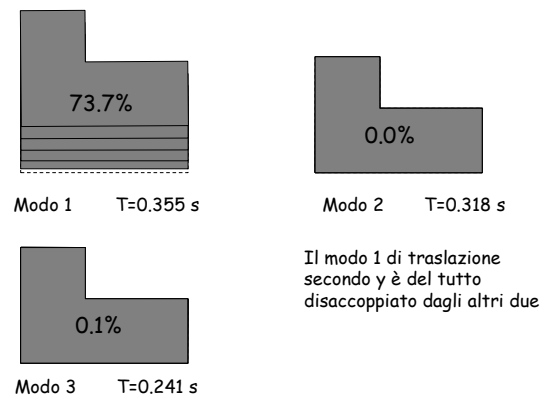
**Deformate modali**

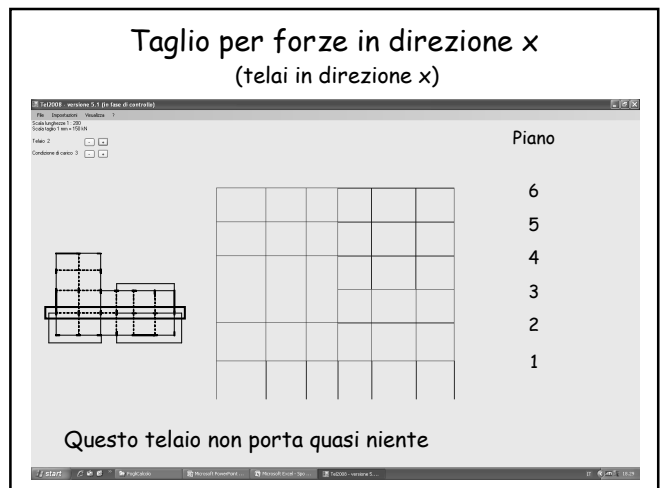
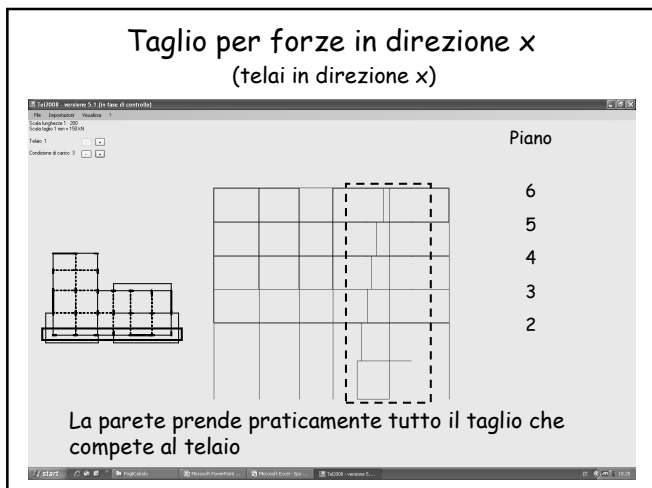
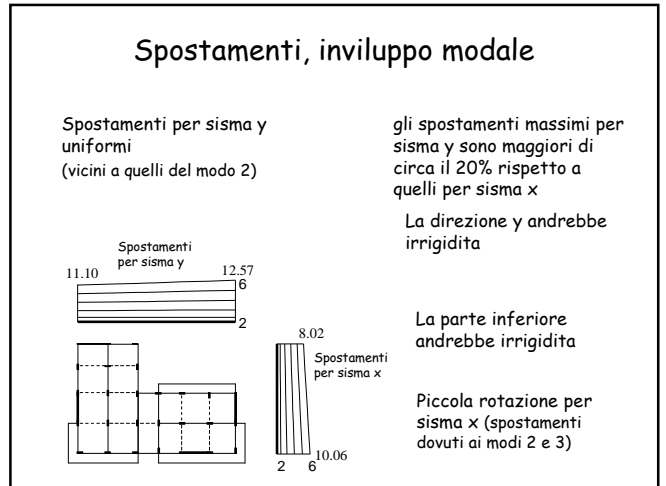
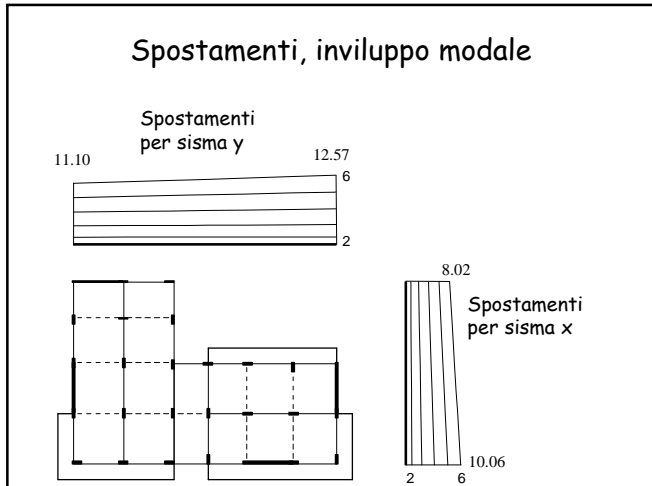
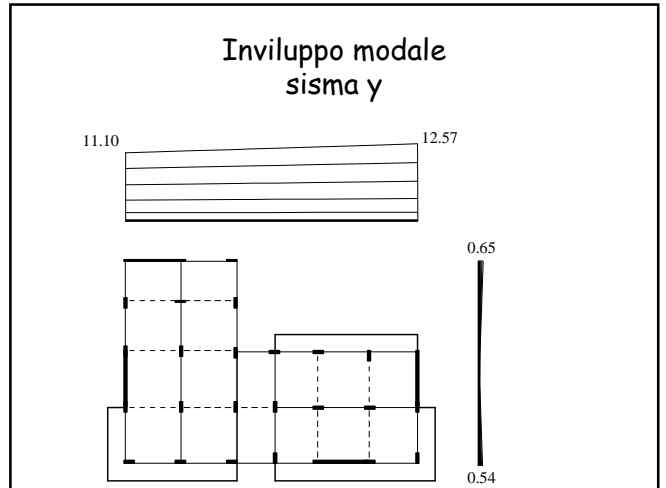
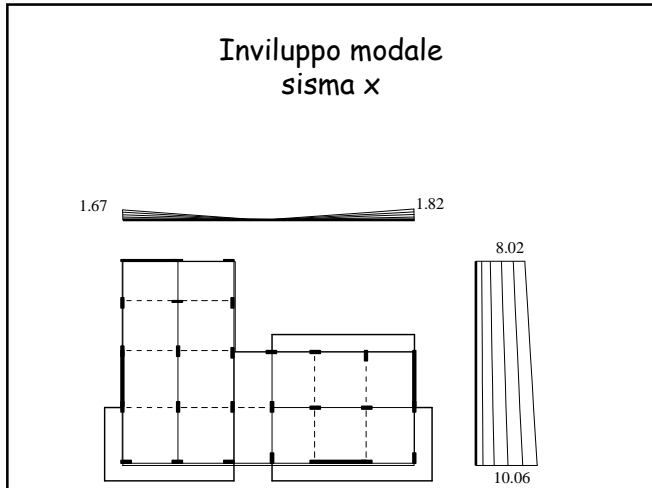


**Masse partecipanti, sisma x**

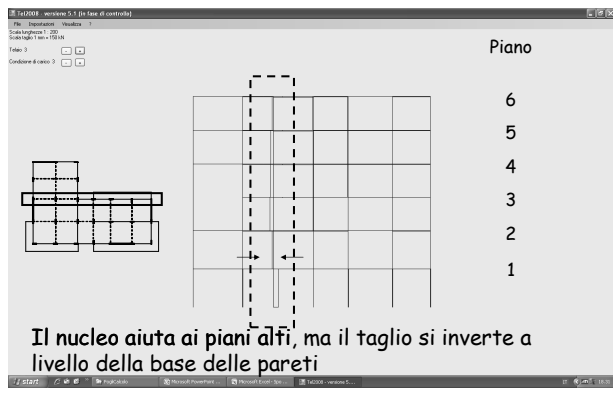


**Masse partecipanti, sisma y**

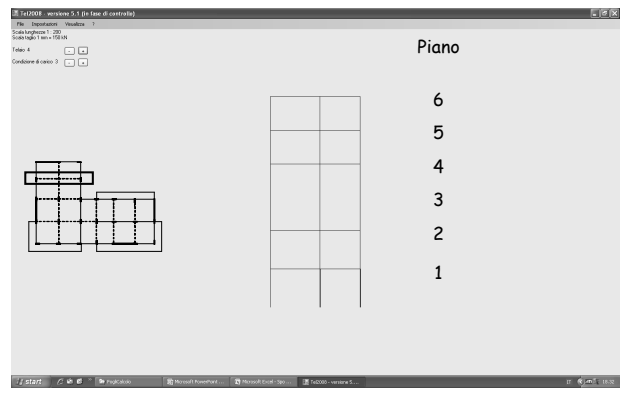




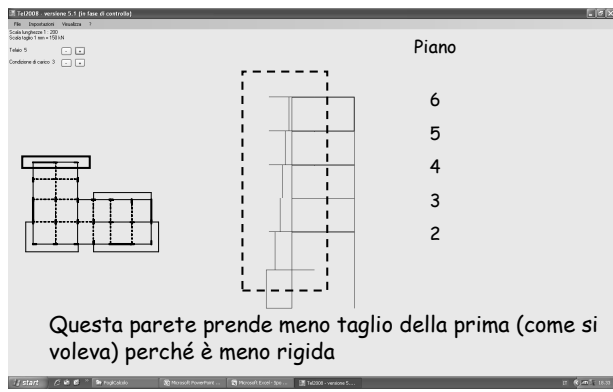
## Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



## Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



## Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



## Taglio pareti per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Parete 1 allungata in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio effettivo (kN)
6	838.0	425.0
5	1540.1	904.9
4	2072.0	1256.2
3	2433.7	1549.7
2	2625.2	1944.7

-6%

Nota: la valutazione la massa stimata era maggiore di circa il 6%

I valori previsti sovrastimano ovunque quelli forniti dall'analisi

Alla base la differenza percentuale è relativamente modesta (circa del 25%)

## Taglio pareti per forze in direzione x senza incremento per rotazione

Parete 1 allungata in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio effettivo (kN)
6	787.7	425.0
5	1447.7	904.9
4	1947.7	1256.2
3	2287.7	1549.7
2	2467.7	1944.7

-6%

I valori previsti sovrastimano ovunque quelli forniti dall'analisi

Alla base la differenza percentuale è relativamente modesta (circa del 25%)

La sovrastima si riduce al 20%

## Taglio pareti per forze in direzione y senza incremento per rotazione

Parete 1 allungata in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio effettivo (kN)
6	704.4	239.85
5	1294.6	583.03
4	1721.8	833.51
3	2045.8	1064.27
2	2206.8	1592.25

-6%

Nota: la valutazione la massa stimata era maggiore di circa il 6%

I valori previsti sovrastimano ovunque quelli forniti dall'analisi

Alla base la differenza percentuale è relativamente modesta (poco più del 25%)

## Taglio pareti per forze in direzione y senza incremento per rotazione

Parete 1 allungata in questa direzione

Piano	Taglio previsto (kN)	Taglio effettivo (kN)
6	662.1	239.85
5	1216.9	583.03
4	1637.3	833.51
3	1923.1	1064.27
2	2074.4	1592.25

I valori previsti sovrastimano ovunque quelli forniti dall'analisi

Alla base la differenza percentuale è relativamente modesta (poco più del 25%)

La sovrastima si riduce a poco più del 20%

## Modellazione delle azioni

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)  
→ eccentricità accidentale
2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica  
→ criteri di combinazione delle componenti

Queste regole sostanzialmente portano un incremento di sollecitazione nei telai più esterni

## Eccentricità accidentale

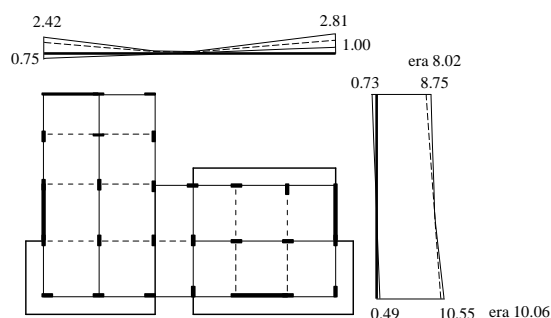
## Eccentricità accidentale Esame dei risultati

Esaminare per ciascuna delle due direzioni gli spostamenti prodotti dalle coppie e confrontarli con quelli prodotti dalle forze

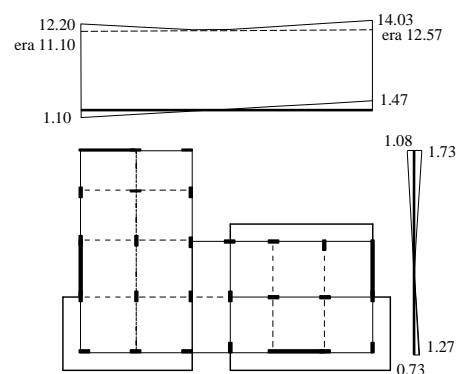
Fornisce informazioni su:

- rigidità torsionale
- Affidabilità del predimensionamento

## Spostamenti per forze e coppie direzione x (analisi modale)



## Spostamenti per forze e coppie direzione y (analisi modale)





## Spostamenti per forze e coppie considerazioni

- L'incremento va dal 5% (inf) al 10% (sup) nel caso di azioni in direzione x
- L'incremento è del 10% (sin e des) nel caso di azioni in direzione y

Incrementi di spostamento così contenuti sono indice di una struttura dotata di una buona rigidezza torsionale

Nota. Per la struttura intelaiata il massimo incremento era circa il 20%

## Combinazione delle azioni nelle due direzioni

## Le componenti orizzontali

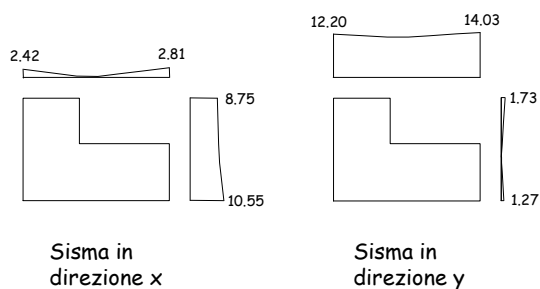
"I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione"

In che modo capire quanta importanza ha questa combinazione?

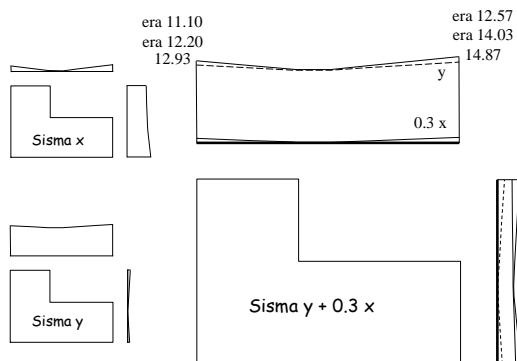
Ragioniamo ancora esaminando gli spostamenti

NTC 08, punto 7.3.5

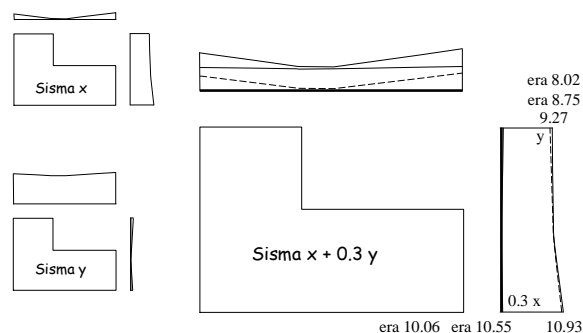
## Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni



## Inviluppo: sisma y + 0.3 sisma x analisi modale



## Inviluppo: sisma x + 0.3 sisma y analisi modale



## Commenti

### Effetto complessivo

di eccentricità accidentale e combinazione x-y

Pareti (vale anche per le travi):

- le pareti centrali (nucleo ascensore) ne risentono in misura minima
- le pareti di estremità hanno, rispetto allo schema con sole forze, un incremento sensibile di caratteristiche di sollecitazione, ma sempre inferiore al 15% nel caso in esame

Nota. Per le travi della struttura intelaiata era il 30% e più

### Effetto complessivo

di eccentricità accidentale e combinazione x y

Pilastri:

- i pilastri nella parte centrale dell'edificio non hanno variazioni rilevanti delle caratteristiche di sollecitazione massima, ma devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali pari a circa il 30% del massimo
- i pilastri perimetrali hanno un incremento di caratteristiche di sollecitazione fino a circa il 15%, ed inoltre devono essere verificati a pressoflessione deviata con momenti trasversali fino a circa il 40% del massimo

Nota. Per i pilastri della struttura intelaiata arrivava al 60%

### Giudizio complessivo

prima di passare ad una verifica dettagliata

Rispetto alla stima iniziale, fatta in fase di dimensionamento:

- la previsione dell'effetto di forze statiche era abbastanza corretta; la sovrastima delle sollecitazioni è dovuta:
  - sopravvalutazione della massa
  - aver trascurato i telai
  - uso dell'analisi modale anziché l'analisi statica
- l'effetto dell'eccentricità accidentale e la contemporanea presenza delle due componenti del sisma è appena più gravosa del previsto

### Il dimensionamento iniziale è accettabile?

Probabilmente sì, la sovrastima delle forze (del 25%) compensa ampiamente la leggera sottostima degli effetti di eccentricità accidentale e azione contemporanea delle due componenti del sisma (15% anziché 10%)

Se la risposta fosse stata negativa, si doveva ritornare al dimensionamento, per correggere le carenze evidenziate

### Stato limite di danno

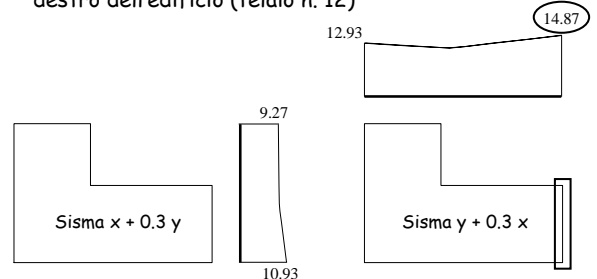
## Stato limite di danno

Prima di passare alla definizione delle armature, è opportuno controllare gli spostamenti per lo stato limite di danno

Occorrerebbe ripetere tutto il calcolo, usando gli spettri relativi allo SLD, ma può essere più semplice valutare gli spostamenti a partire da quelli per lo SLV, tenendo conto della differenza di ordinata dei relativi spettri

## Spostamenti

L'edificio è più flessibile in direzione y ed il telaio che subisce i massimi spostamenti è quello sul lato destro dell'edificio (telaio n. 12)



## Spostamento d'interpiano per SLV telaio n. 12

Il massimo spostamento d'interpiano si riscontra al quinto piano

Piano	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	Y+0.3X
6	0.438	3.053	0.246	0.362	0.684	3.415	3.620
5	0.443	3.076	0.245	0.36	0.688	3.436	3.642
4	0.41	2.851	0.224	0.329	0.634	3.180	3.370
3	0.325	2.269	0.175	0.257	0.500	2.526	2.676
2	0.185	1.309	0.094	0.138	0.279	1.447	1.531

$$\text{SismaX} = Fx + M(Fx)$$

$$\text{SismaY} = Fy + M(Fy)$$

$$\text{Sisma} = \text{SismaY} + 0.3 \text{ SismaX}$$

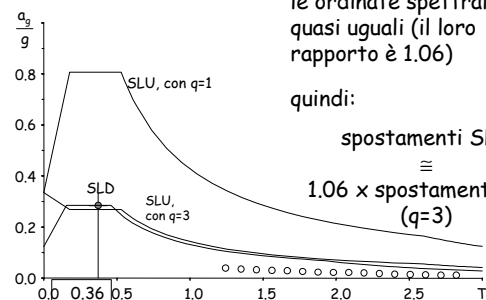
## Spettri per SLU e SLD

nel caso in esame, per un periodo pari a circa 0.36 s le ordinate spettrali sono quasi uguali (il loro rapporto è 1.06)

quindi:

spostamenti SLD

$\equiv$   
 $1.06 \times \text{spostamenti SLU}$   
( $q=3$ )



## Verifica spostamenti per SLD

Spostamento relativo accettabile: 0.005 h

Nel caso in esame:  $0.005 \times 3200 = 16 \text{ mm}$

Spostamento relativo massimo,  
fornito dall'analisi:  $1.06 \times 3.6 = 3.9 \text{ mm}$   
(al penultimo piano)

La verifica è ampiamente soddisfatto

Per l'edificio con struttura intelaiata era:  
9.6 mm  
(tra II e I impalcato)

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

11 - Combinazioni di carico e calcolo delle armature delle pareti

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

## Processo progettuale

- ✓ 1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
- ✓ 2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
- ✓ 3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
- ✓ 4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature

## Processo progettuale tradizionale



## Progetto delle pareti

Le pareti hanno un comportamento duttile se si plasticizzano a flessione

↓  
L'armatura a flessione alla pareti deve essere definita in base ai risultati del calcolo

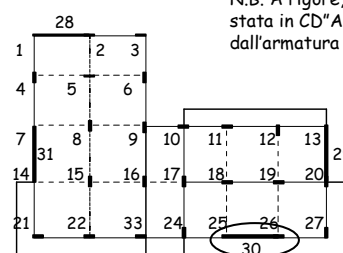
↓  
Attraverso il criterio di gerarchia delle resistenze si:

- definisce l'armatura a taglio
- esegue la verifica allo scorrimento

## Definizione delle armature - pareti

### Primo passo armatura a taglio delle pareti

Si esamina come esempio la parete 1x (corrispondente all'asta 30) che è la maggiormente sollecitata



N.B. A rigore, se la struttura fosse stata in Cd'A" bisognava partire dall'armatura a flessione

### Parete 1x (30) Taglio per schemi di carico base

Non considero la condizione con soli carichi verticali

Piano	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
6	3.9	425.0	56.4	18.4	27.1
5	-0.6	904.9	60.5	42.4	62.4
4	0.3	1256.2	62.0	60.6	89.1
3	0.9	1549.7	55.2	73.5	108.2
2	8.8	1944.7	-50.1	76.7	112.8

### Parete 1x (30) Effetto compressivo del sisma

Piano	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	X+0.3Y
6	3.9	425.0	56.4	18.4	27.1	443.4	83.5	468.4
5	-0.6	904.9	60.5	42.4	62.4	947.4	122.9	984.2
4	0.3	1256.2	62.0	60.6	89.1	1316.7	151.1	1362.0
3	0.9	1549.7	55.2	73.5	108.2	1623.2	163.4	1672.2
2	8.8	1944.7	-50.1	76.7	112.8	2021.4	162.9	2070.2

$$\text{SismaX} = Fx + M(Fx)$$

$$\text{SismaY} = Fy + M(Fy)$$

$$\text{Sisma} = \text{SismaX} + 0.3 \text{ SismaY}$$

### Parete 1x (30) Effetto compressivo del sisma

Piano	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	X+0.3Y	Progetto
6	3.9	425.0	56.4	18.4	27.1	443.4	83.5	468.4	<del>706.6</del>
5	-0.6	904.9	60.5	42.4	62.4	947.4	122.9	984.2	<del>1477.0</del>
4	0.3	1256.2	62.0	60.6	89.1	1316.7	151.1	1362.0	2043.4
3	0.9	1549.7	55.2	73.5	108.2	1623.2	163.4	1672.2	2509.2
2	8.8	1944.7	-50.1	76.7	112.8	2021.4	162.9	2070.2	3114.2

Per CD"B" - Sisma x 1.5

+

q<sub>min</sub>

Gerarchia delle resistenze

Il taglio sismico dei piani superiori ( $z > h_w/3$ ) deve essere non inferiore al 50% di quello alla base

### Parete 1x (30) Effetto compressivo del sisma

Piano	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	X+0.3Y	Progetto
6	3.9	425.0	56.4	18.4	27.1	443.4	83.5	468.4	1556.6
5	-0.6	904.9	60.5	42.4	62.4	947.4	122.9	984.2	1553.3
4	0.3	1256.2	62.0	60.6	89.1	1316.7	151.1	1362.0	2043.4
3	0.9	1549.7	55.2	73.5	108.2	1623.2	163.4	1672.2	2509.2
2	8.8	1944.7	-50.1	76.7	112.8	2021.4	162.9	2070.2	3114.2

Per CD"B" - Sisma x 1.5

+

q<sub>min</sub>

Il taglio sismico dei piani superiori ( $z > h_w/3$ ) deve essere non inferiore al 50% di quello alla base

Gerarchia delle resistenze

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura orizzontale

Alla base:  $V_{Ed} = 3114.2 \text{ kN}$  CD"B",  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = \frac{V_{Ed}}{0.8 l_w f_{yd} \cot \theta}$$

Grande per  $\cot \theta = 1$

$$\cot \theta = 1 \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 18.1 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \rho_h = 0.60\%$$

Staffe  $\phi 12/12.5$

$$\cot \theta = 2 \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 9.0 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \rho_h = 0.30\%$$

Staffe  $\phi 12/25$

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s_h} \geq 0.2\%$$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.4

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura orizzontale

Alla base:  $V_{Ed} = 3114.2 \text{ kN}$  CD"B",  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = \frac{V_{Ed}}{0.8 l_w f_{yd} \cot \theta}$$

Grande per  $\cot \theta = 1$

$$\cot \theta = 1 \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 18.1 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Staffe } \phi 12/12.5$$

$\rho_h = 0.60\%$

$$\cot \theta = 2 \quad \frac{A_{sh}}{s_h} = 9.0 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Staffe } \phi 12/25$$

$\rho_h = 0.30\%$

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s_h} \geq 0.2\%$$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.4

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura verticale

Alla base:  $V_{Ed} = 3114.2 \text{ kN}$  CD"B",  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{V_{Ed} \cot \theta}{0.6 l_w f_{yd}} \quad \text{Sempre molto grande}$$

$$\cot \theta = 1 \quad \frac{A_{sv}}{s_v} = 24.1 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 2 \phi 16/16.7$$

$$\rho_v = 0.80\%$$

$$\cot \theta = 2 \quad \frac{A_{sv}}{s_v} = 48.2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 2 \phi 16/8.3$$

$$\rho_v = 1.6\%$$

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{b_w s_v} \geq 0.2\%$$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.4

### Parete 1x (30) Verifica della sezione in cls

Alla base:  $V_{Ed} = 3114.2 \text{ kN}$  CD"B",  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

$$V_{Rcd} = 0.8 l_w b_w f_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$\cot \theta = 1 \quad V_{Rcd} = 4686.0 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = 2 \quad V_{Rcd} = 3748.8 \text{ kN}$$

Entrambi i valori sono accettabili

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a taglio

Quale valore per  $\cot \theta$ ?

Sempre molto grande

$$\cot \theta = 1 \quad \rho_h = 0.6\% \quad \rho_v = 0.8\%$$

$$\text{Staffe } \phi 12/12.5 \quad 2 \phi 16/16.7$$

$$\cot \theta = 2 \quad \rho_h = 0.3\% \quad \rho_v = 1.6\%$$

$$\text{Staffe } \phi 12/25 \quad 2 \phi 16/8.3$$

Metto l'armatura verticale minima

$$\rho_v = 0.2\% \quad \frac{A_{sv}}{s_v} = 6.0 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 2 \phi 12/37.5$$

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a taglio

Quale valore per  $\cot \theta$ ?

Sempre molto grande

$$\cot \theta = 1 \quad \rho_h = 0.6\% \quad \rho_v = 0.8\%$$

$$\text{Staffe } \phi 12/12.5 \quad 2 \phi 16/16.7$$

$$\cot \theta = 2 \quad \rho_h = 0.3\% \quad \rho_v = 1.6\%$$

$$\text{Staffe } \phi 12/25 \quad 2 \phi 16/8.3$$

Metto l'armatura verticale minima

$$\rho_v = 0.3\% \quad \frac{A_{sv}}{s_v} = 9.0 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 2 \phi 12/25$$

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a taglio

Quale valore per  $\cot \theta$ ?

Sempre molto grande

$$\cot \theta = 1 \quad \rho_h = 0.6\% \quad \rho_v = 0.8\%$$

$$\text{Staffe } \phi 12/12.5 \quad 2 \phi 16/16.7$$

$$\cot \theta = 2 \quad \rho_h = 0.3\% \quad \rho_v = 1.6\%$$

$$\text{Staffe } \phi 12/25 \quad 2 \phi 16/8.3$$

Metto l'armatura verticale minima, dovrò traslare il diagramma del momento

Scelgo  $\cot \theta = 2$

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a taglio

Piano	$V_{Ed}$ (kN)	$\cot \theta$	$A_{st}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_h$	Staffe	$A_{sv}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_v$	Arm. long.	$V_{Rcd}$ (kN)
6	1556.6	2.0	4.52	0.15%	$\phi 12/50$				
5	1553.3	2.0	4.51	0.15%	$\phi 12/50.1$				
4	2043.4	2.0	5.93	0.20%	$\phi 12/38.1$				
3	2509.2	2.0	7.29	0.24%	$\phi 12/31$				
2	3114.2	2.0	9.0	0.30%	$\phi 12/25$	9.0	0.30%	2 $\phi 12/25$	3748.8

L'armatura si riduce parecchio ai piani superiori, ma deve essere:

$$\rho_h \geq 0.2\%$$

$$s_h \leq 30 \text{ cm}$$

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a taglio

Piano	$V_{Ed}$ (kN)	$\cot \theta$	$A_{sh}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_h$	Staffe	$A_{sv}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_v$	Arm. long.	$V_{Rcd}$ (kN)
6	1556.6	2.0	7.5	0.25%	$\phi 12/30$	7.5	0.25%	2 $\phi 12/30$	3748.8
5	1553.3	2.0	7.5	0.25%	$\phi 12/30$	7.5	0.25%	2 $\phi 12/30$	3748.8
4	2043.4	2.0	7.5	0.25%	$\phi 12/30$	7.5	0.25%	2 $\phi 12/30$	3748.8
3	2509.2	2.0	9.0	0.30%	$\phi 12/28$	9.0	0.30%	2 $\phi 12/25$	3748.8
2	3114.2	2.0	9.0	0.30%	$\phi 12/25$	9.0	0.30%	2 $\phi 12/25$	3748.8

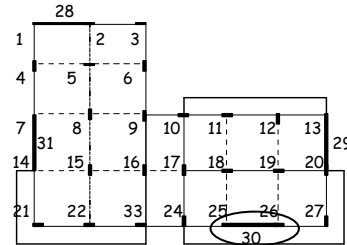
L'armatura si riduce parecchio ai piani superiori, ma deve essere:

$$\rho_h \geq 0.2\% \quad \rho_v \geq 0.2\%$$

$$s_h \leq 30 \text{ cm} \quad s_v \leq 30 \text{ cm}$$

### Secondo passo armatura a flessione delle pareti

Si esamina come esempio la parete 1x (corrispondente all'asta 30) che è la maggiormente sollecitata



### Parete 1x (30) momento flettente per schemi di carico base

Si parte dall'involuppo dei momenti flettenti

	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	Sisma X	Sisma Y	SisX+0.3SisY
6	-3	451	28	22	32	472	60	491
5	-15	-1012	-153	-37	-54	-1049	-208	-1111
5	-16	-763	-123	-11	-17	-774	-140	-816
4	-14	-3226	-312	-147	-216	-3373	-528	-3532
4	-21	-2769	-285	-122	-180	-2892	-465	-3031
3	-22	-6519	-477	-316	-465	-6835	-942	-7118
3	-36	-6091	-455	-295	-434	-6386	-890	-6653
2	-39	-10791	-620	-531	-781	-11322	-1401	-11742
2	-66	-10502	-608	-517	-761	-11019	-1369	-11429
1	-98	-17293	-624	-793	-1167	-18086	-1791	-18623

### Parete 1x (30) momento flettente di progetto

1. Si parte dall'involuppo dei momenti flettenti

2. In campo non lineare l'involuppo dei momenti è approssimativamente lineare

3. Il diagramma involucro va traslato verso l'alto



Gerarchia delle resistenze

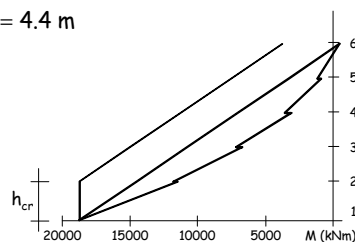
$$h_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} l_w \\ h_w < h_{1piano} \\ 6 \end{array} \right.$$

### Parete 1x (30) momento flettente di progetto

Ma bisogna traslare anche per assorbire la forza longitudinale di trazione che nasce per effetto del taglio di:

$$\frac{z}{2} \cot \theta = \frac{0.8 l_w}{2} \times 2 = 4.4 \text{ m}$$

$$h_{cr} = h_{1piano} = 3.6 \text{ m}$$

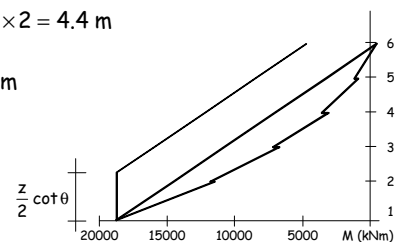


### Parete 1x (30) momento flettente di progetto

Ma bisogna traslare anche per assorbire la forza longitudinale di trazione che nasce per effetto del taglio di:

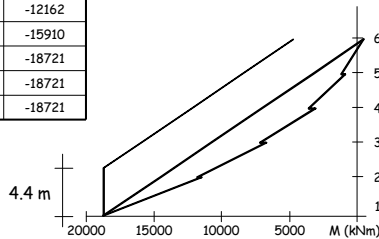
$$\frac{z}{2} \cot \theta = \frac{0.8 l_w}{2} \times 2 = 4.4 \text{ m}$$

$$h_{cr} = h_{1piano} = 3.6 \text{ m}$$



### Parete 1x (30) Momento flettente di progetto

Piano	Involuppo	Lineare	Traslato
6	488	488	-4666
5	-1126	-3260	-8414
4	-3546	-7008	-12162
3	-7140	-10756	-15910
4.4 m		-13567	-18721
2	-11781	-14504	-18721
1	-18721	-18721	-18721



### Parete 1x (30) Sforzo normale per schemi di carico base

	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	Sisma X	Sisma Y	Sis.X+0.3SisY
6	-267.2	-11.8	18.3	0.3	0.4	12.1	18.7	-17.7
5	-603.4	-19.5	42.8	1.0	1.4	20.5	44.3	-33.7
4	-939.6	-28.1	65.9	1.6	2.3	29.7	68.3	-50.2
3	-1275.7	-35.5	86.3	2.1	3.1	37.5	89.4	-64.3
2	-1611.9	-40.1	100.2	2.4	3.5	42.5	103.8	-73.6

L'effetto del sisma è trascurabile

### Parete 1x (30) Sforzo normale per schemi di carico base

	q min	1.5 q <sub>min</sub>	0.5 q <sub>min</sub>	N <sub>min</sub>	N <sub>max</sub>
6	-267.2	-400.8	-133.6	-418.5	-115.9
5	-603.4	-905.1	-301.7	-938.8	-268.0
4	-939.6	-1409.3	-469.8	-1459.5	-419.6
3	-1275.7	-1913.6	-637.9	-1977.9	-573.5
2	-1611.9	-2417.8	-805.9	-2491.5	-732.3

Si combina col  
sisma nel modo più  
sfavorevole

Se il fattore di struttura  $q$  è superiore a 2, si deve tener conto delle forze assiali dinamiche aggiuntive che si generano nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al  $\pm 50\%$  della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.5.1

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a flessione

Piano	M (kNm)	N <sub>max</sub> (kN)	N <sub>min</sub> (kN)
6	-8414	-418.5	-115.9
5	-12162	-938.8	-268.0
4	-15910	-1459.5	-419.6
3	-18721	-1977.9	-573.5
2	-18721	-2491.5	-732.3

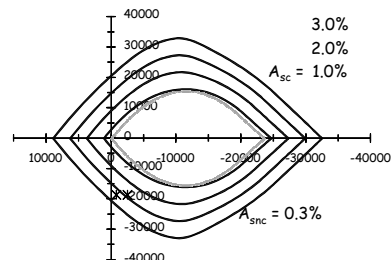
### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a flessione

Alla base:  $M_{Ed} = -18721 \text{ kNm}$   $N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$   
 $N_{min} = -732.3 \text{ kN}$

Nella zona centrale della parete è stata già disposta un'armatura (0.30%) che porta parte del momento flettente, dunque l'armatura delle zone confinate di estremità verrà calcolata per portare la rimanente parte di momento flettente

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a flessione

Alla base:  $M_{Ed} = -18721 \text{ kNm}$   $N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$   
 $N_{min} = -732.3 \text{ kN}$

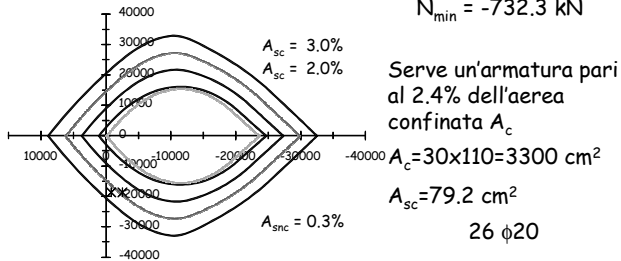




### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a flessione

Alla base:  $M_{Ed} = -18721 \text{ kNm}$

$N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$   
 $N_{min} = -732.3 \text{ kN}$

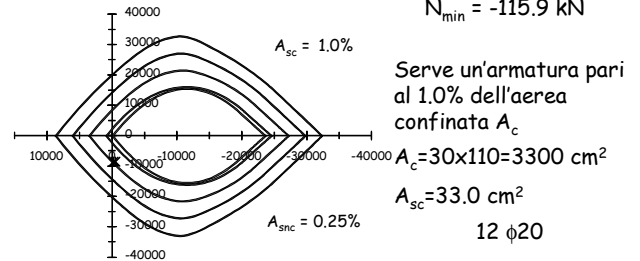


Si potrebbe ridurre aumentando l'armatura del tratto centrale

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a flessione

Al piano 6:  $M_{Ed} = -8414 \text{ kNm}$

$N_{max} = -418.5 \text{ kN}$   
 $N_{min} = -115.9 \text{ kN}$



### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a flessione

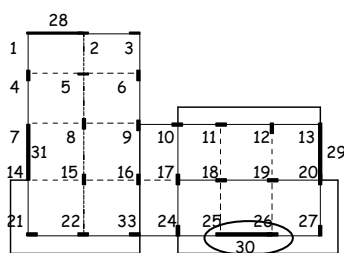
Piano	M (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$N_{min}$ (kN)	$A_{snc}$ % $A_{c,conf}$	$A_{snc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sc}$ % $A_{c,conf}$	$A_{sc}$ (cm <sup>2</sup> )
6	-8414	-418.5	-115.9	0.25%	24.75	1.0%	33.0
5	-12162	-938.8	-268.0	0.25%	24.75	1.5%	49.5
4	-15910	-1459.5	-419.6	0.25%	24.75	2.1%	69.3
3	-18721	-1977.9	-573.5	0.30%	29.70	2.4%	79.2
2	-18721	-2491.5	-732.3	0.30%	29.70	2.4%	79.2

### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a flessione

Piano	M (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$N_{min}$ (kN)	$A_{snc}$ % $A_{c,conf}$	$A_{snc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sc}$ barre	$A_{sc}$ (cm <sup>2</sup> )
6	-8414	-418.5	-115.9	0.25%	24.75	12 $\phi 20$	37.7
5	-12162	-938.8	-268.0	0.25%	24.75	16 $\phi 20$	50.3
4	-15910	-1459.5	-419.6	0.25%	24.75	22 $\phi 20$	69.1
3	-18721	-1977.9	-573.5	0.30%	29.70	26 $\phi 20$	81.7
2	-18721	-2491.5	-732.3	0.30%	29.70	26 $\phi 20$	81.7

### Terzo passo verifica allo scorrimento delle pareti

Si esamina come esempio la parete 1 (corrispondente all'asta 30) che è la maggiormente sollecitata



### Parete 1x (30) verifica allo scorrimento

Alla base:  $V_{Ed} = 3114.2 \text{ kN}$

$N_{Ed} = -732.3 \text{ kN}$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{dd} + \cancel{V_{id}} + V_{fd}$$

$V_{dd}$ : Resistenza per effetto spinotto

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

$V_{fd}$ : Resistenza per attrito

Non ci sono barre diagonali

### Parete 1x (30)

Effetto spinotto

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{aligned} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} &= 1.3 \times 192.8 \times \sqrt{14.2 \times 391.3} / 10 = \\ &= \boxed{1865.8 \text{ kN}} \\ 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} &= 0.25 \times 391.3 \times 192.8 / 10 = \\ &= 1885.8 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

$$A_{snc} = 29.4 \text{ cm}^2 \quad 26 \phi 12 (\phi 12/25)$$

$$A_{sc} = 163.4 \text{ cm}^2 \quad 52 \phi 20$$

$$V_{dd} = 1865.8 \text{ kN}$$

### Parete 1x (30)

Resistenza per attrito

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{aligned} 0.5 \eta f_{cd} \xi l_w b_w \quad \eta &= 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.54 \\ \mu_f [A_{sj,c} f_{yd} + N_c] \quad \mu_f &= 0.6 \end{aligned} \right.$$

Considero solo l'armatura delle zone confinate ed assumo  $A_{sj}$  pari ad una frazione di  $A_{sc}$ :

$$A_{sc} = 81.7 \text{ cm}^2 \quad 26 \phi 20 \quad \text{per ciascun lato}$$

### Parete 1x (30)

Resistenza per attrito

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{aligned} 0.5 \eta f_{cd} \xi l_w b_w &= 0.5 \times 0.54 \times 14.2 \times 0.168 \times \\ &\quad \times 550 \times 30 \times 10^{-1} = \boxed{1057.7 \text{ kN}} \\ \mu_f \left[ A_{sc} f_{yd} \frac{x}{l_{wc}} + N_c \right] &= 0.6 \times (81.7 \times 391.3 \frac{92.2}{110} \times 10^{-1} + \\ &\quad + 3171.3) = 3509.7 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

Si determina:

$$\xi = \frac{x}{l_w} = \frac{92.2}{550} = 0.168$$

$$V_{fd} = 1057.7 \text{ kN}$$

$$N_c = 3171.3 \text{ kN}$$

### Parete 1x (30)

verifica allo scorrimento

$$\text{Alla base: } V_{Ed} = 3114.2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = -732.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = V_{dd} + V_{fd} = 1865.8 + 1057.7 = 2923.5 \text{ kN}$$

La verifica non è soddisfatta

Come intervenire?

### Parete 1x (30)

verifica allo scorrimento

Bisogna incrementare la resistenza allo scorrimento

$$\Delta V_{Rd} = V_{Ed} - V_{Rd} = 3114.2 - 2923.5 = 190.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = V_{dd} + V_{fd}$$

... ma su quale parte di  $V_{Rd}$  intervenire?

### Parete 1x (30)

Resistenza per attrito

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{aligned} 0.5 \eta f_{cd} \xi l_w b_w &= \boxed{1057.7 \text{ kN}} \\ \mu_f \left[ A_{sj,c} f_{yd} \frac{x}{l_{wc}} + N_c \right] &= 3509.7 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

Per incrementare la  $V_{fd}$  bisogna aumentare le dimensioni della sezione

Se voglio lasciare invariata la sezione allora devo intervenire su  $V_{dd}$

### Parete 1x (30)

Effetto spinotto

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = \boxed{1865.8 \text{ kN}} \\ 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} = 1885.8 \text{ kN} \end{cases}$$

Per incrementare la  $V_{dd}$  bisogna aumentare l'armatura

$$\sum A_{sj} = \frac{\Delta V_{Rd}}{1.3 \sqrt{f_{cd} f_{yd}}} = \frac{190.7 \times 10}{1.3 \sqrt{14.2 \times 391.3}} = 19.7 \text{ cm}^2$$

Preferisco aumentare l'armatura di parete per non aumentare il momento resistente (criterio di gerarchia delle resistenze)

### Parete 1x (30)

effetto spinotto

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = \boxed{1865.8 \text{ kN}} \\ 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} = 1885.8 \text{ kN} \end{cases}$$

Per incrementare la  $V_{dd}$  bisogna aumentare l'armatura

$$\sum A_{sj} = \frac{\Delta V_{Rd}}{1.3 \sqrt{f_{cd} f_{yd}}} = \frac{76.8 \times 10}{1.3 \sqrt{14.2 \times 391.3}} = 19.7 \text{ cm}^2$$

Aggiungo 18  $\phi 12$  all'armatura verticale di parete che diventa

$$A_{sw} = 49.8 \text{ cm}^2 \quad 44 \phi 12 (\phi 12/15)$$

### Parete 1x (30)

verifica allo scorrimento

Alla base:  $V_{Ed} = 3114.2 \text{ kN}$   $N_{Ed} = -732.3 \text{ kN}$

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} = \boxed{2062.9 \text{ kN}} \\ 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} = 2084.9 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} 0.5 \eta f_{cd} \xi l_w b_w = \boxed{1186.1 \text{ kN}} \\ \mu_f \left[ A_{sj} f_{yd} \frac{x}{l_{wc}} + N_c \right] = 3935.7 \text{ kN} \end{cases}$$

È cresciuto perché si è abbassato l'asse neutro (prima era 1057.7 kN)

### Parete 1x (30)

verifica allo scorrimento

Alla base:  $V_{Ed} = 3114.2 \text{ kN}$   $N_{Ed} = -732.3 \text{ kN}$

$$V_{dd} = 2062.9 \text{ kN}$$

$$V_{fd} = 1186.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = V_{dd} + V_{fd} = 3249.0 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta

### Parete 1x (30)

verifica allo scorrimento

Piano	$V_{Ed}$ (kN)	$N_{Ed}$ (kN)	$A_{sc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	$x$ (cm)	$N_c$ (kN)	$V_{dd}$ (kN)	$V_{fd}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)
6	1556.6	-115.9							
5	1553.3	-268.0							
4	2043.4	-419.6							
3	2509.2	-573.5	81.7	29.4	90.0	3096.1	1865.8	1032.6	2898.4
2	3114.2	-732.3	81.7	49.8	103.4	3556.2	2062.9	1186.1	3249.0

Qui siamo fuori dalla zona critica

$$b_w = 30 \text{ cm} \quad \eta = 0.54$$

$$l_w = 550 \text{ cm} \quad l_c = 110 \text{ cm} \quad \mu_f = 0.6$$

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

12 - Verifica dell'impalcato

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

## Verifica dell'impalcato

Due diversi aspetti:

- Verifica di rigidezza
  - Controllare se l'ipotesi di impalcato rigido è valida
  - Eventualmente, rimuoverla o fare considerazioni sull'effetto della sua deformazione
- Verifica di resistenza
  - Determinare lo stato tensionale nell'impalcato
  - Controllare se è accettabile
  - Eventualmente, aggiungere specifiche armature

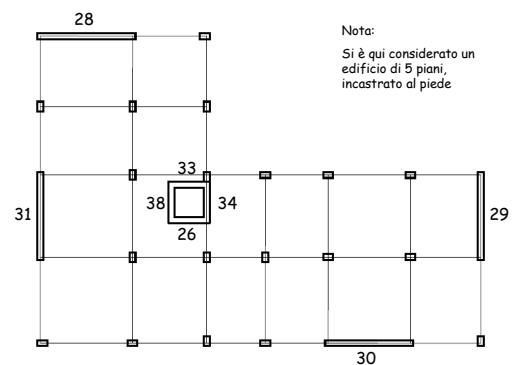
## Azioni sull'impalcato

È opportuno far riferimento all'analisi statica o al modo predominante, più che all'involuppo modale

- Azione distribuita dovuta al sisma
  - Carico  $q$  a metro quadro di impalcato
$$q = \frac{F}{A} \quad \begin{array}{l} F = \text{forza di piano} \\ A = \text{area dell'impalcato} \end{array}$$
- Azioni concentrate dovute a pilastri e pareti
  - Differenza  $\Delta V$  tra taglio degli elementi sopra e sotto l'impalcato

Queste azioni sono in equilibrio

## Schema strutturale di esempio



## Azioni sulle pareti taglio V per sisma y

Direzione y							
V							
Piano	par 31	par 38	par 34	par 29	Σ par	F	V tot
5	209.1	3.1	124.4	211.8	548.5	1143.8	1143.8
4	652.3	158.1	246.6	636.0	1693.0	984.6	2128.4
3	954.7	236.1	315.8	927.9	2434.6	745.9	2874.3
2	1195.5	307.7	369.4	1157.1	3029.8	507.2	3381.5
1	1261.5	450.6	473.3	1231.6	3417.0	238.3	3619.8
Piano	par 31	par 38	par 34	par 29	Σ par	Σ pil	
5	18.3	0.3	10.9	18.5	48.0	52.0	%
4	30.6	7.4	11.6	29.9	79.5	20.5	%
3	33.2	8.2	11.0	32.3	84.7	15.3	%
2	35.4	9.1	10.9	34.2	89.6	10.4	%
1	34.9	12.4	13.1	34.0	94.4	5.6	%

All'ultimo piano i pilastri portano più del 50%

## Azioni sulle pareti forze ( $\Delta V$ ) per sisma y

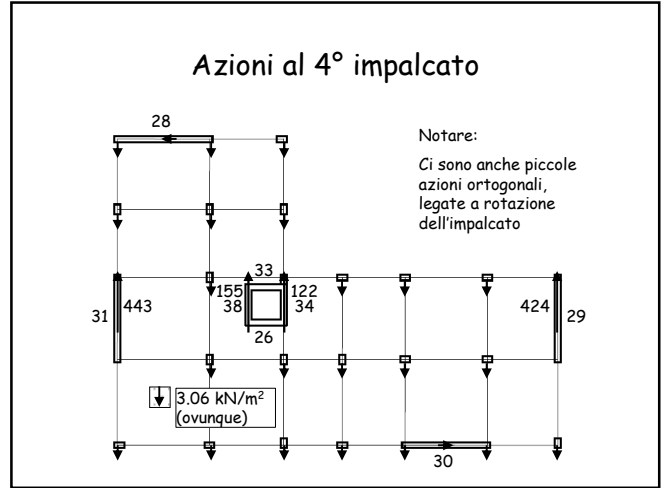
$\Delta V$							
Piano	par 31	par 38	par 34	par 29	Σ par	$\Delta V$ tot	
5	209.1	3.1	124.4	211.8	548.5	1143.8	
4	443.1	155.0	122.1	424.2	1144.5	984.6	
3	302.4	78.0	69.2	292.0	741.6	745.9	
2	240.8	71.6	53.7	229.2	595.2	507.2	
1	66.0	142.9	103.9	74.5	387.2	238.3	
Piano	par 31	par 38	par 34	par 29	Σ par	Σ pil	
5	18.3	0.3	10.9	18.5	48.0	52.0	%
4	45.0	15.7	12.4	43.1	116.2	-16.2	%
3	40.5	10.5	9.3	39.1	99.4	0.6	%
2	47.5	14.1	10.6	45.2	117.3	-17.3	%
1	27.7	60.0	43.6	31.3	162.5	-62.5	%

Notare come varia in termini di F il contributo dei pilastri

### Azioni sulle pareti forze ( $\Delta V$ ) per sisma y

<p>L'azione massima è al 5° impalcato</p> <p>Ma la distribuzione delle forze varia da impalcato a impalcato</p>						$\Delta V$ tot 1143.8 984.6 745.9 507.2 238.3
Piano	par 31	par 38	par 34	par 29	$\Sigma$ par	$\Sigma$ pil
5	18.3	0.3	10.9	18.5	48.0	52.0 %
4	45.0	15.7	12.4	43.1	116.2	-16.2 %
3	40.5	10.5	9.3	39.1	99.4	0.6 %
2	47.5	14.1	10.6	45.2	117.3	-17.3 %
1	27.7	60.0	43.6	31.3	162.5	-62.5 %

Notare come varia in termini di F il contributo dei pilastri



# Modellazione

- L'impalcato è un oggetto libero ma soggetto ad azioni equilibrate
- Occorre comunque mettere dei vincoli (isostatici) per utilizzare qualunque programma di calcolo
- Le reazioni vincolari dovrebbero essere nulle

Modelli possibili:

- Discretizzazione con elementi finiti
- Modello di trave (considerando anche deformazione a taglio)

# Modello agli elementi finiti

The diagram illustrates a finite element model of a frame structure. The structure is discretized into a grid of elements. Labels include:

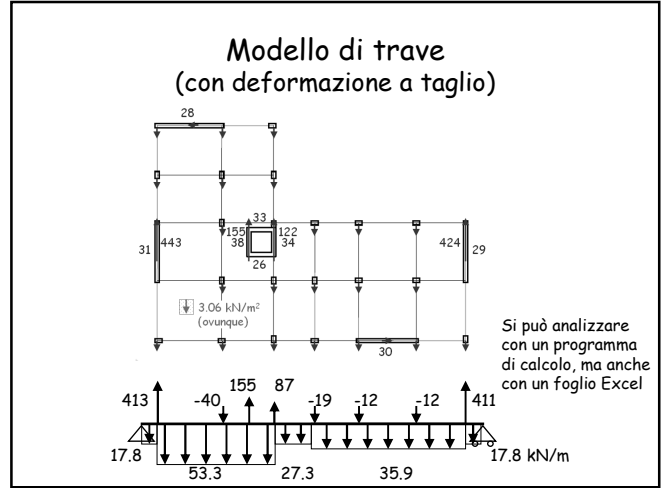
- Elementi lastra**: Points to the vertical slab elements.
- Elementi trave**: Points to the horizontal beam elements.
- Azioni**: Indicated by a downward arrow on the left side, representing applied loads.
- Vincoli per rendere lo schema isostatico**: Indicated by support symbols at the bottom, representing boundary conditions to make the structure statically determinate.

## Modello agli elementi finiti

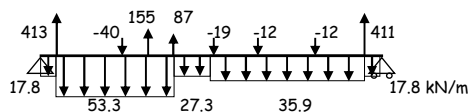
Il modello fornisce:

- La deformazione della lastra
- Lo stato tensionale in ogni punto della lastra (e delle travi)
- Da questi risultati può essere espresso il giudizio sulla rigidezza e valutata la resistenza (o l'armatura necessaria)

Ottimo, ma richiede un programma adatto e la capacità di usarlo bene



### Modello di trave (con deformazione a taglio)



Si può analizzare  
con un programma  
di calcolo, ma anche  
con un foglio Excel

Nota: occorrerebbe aggiungere anche le azioni ortogonali, che diventano forze assiali e coppie concentrate  
In prima approssimazione le trascuro

### Modello di trave (con deformazione a taglio)

telaio	---	6 (y)	7 (y)	14 (y)	8 (y)
x	-1.40	0.15	4.85	7.15	8.65
x'	0.00	1.55	6.25	8.55	10.05
$\Delta V$	0	413.782	-40.124	155.006	87.368
$\Delta x$		1.55	4.70	2.30	1.50
h		5.80	17.40	17.40	17.40
Area		8.99	81.78	40.02	26.1
q [kN/m]		-17.77	-53.32	-53.32	-53.32
x		-0.63	2.50	6.00	7.90
x'		0.78	3.90	7.40	9.30
$\Delta V$		-27.55	-250.63	-122.65	-79.99

Vedi file Impalcato, Foglio Impalcato 4

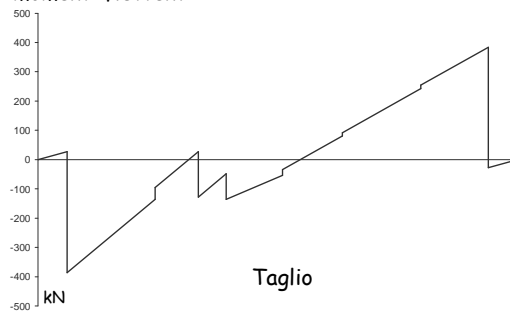
### Modello di trave (con deformazione a taglio)

- Con condizioni di equilibrio si ricavano le reazioni vincolari
- Dovrebbero essere nulle  
Se non lo sono rigorosamente posso aggiungere piccole coppie concentrate per annullarle

R1	0.00	26.72	-388.73	212.44	30.33	87.19	-103.24	50.93	-53.07
R2	0.00	0.83	-25.05	38.18	9.80	35.45	-51.77	29.06	-34.30
R	8.09								
M corr			-51.77		-51.77				

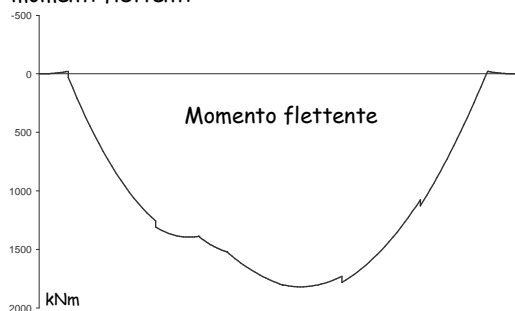
### Modello di trave (con deformazione a taglio)

- Con condizioni di equilibrio si ricavano tagli e momenti flettenti



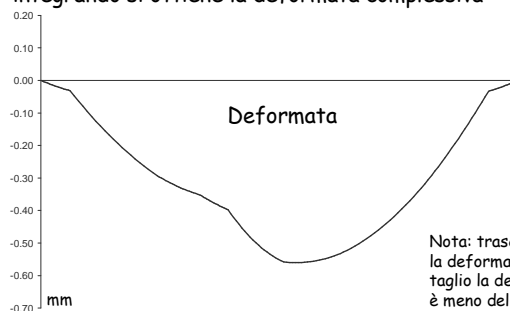
### Modello di trave (con deformazione a taglio)

- Con condizioni di equilibrio si ricavano tagli e momenti flettenti



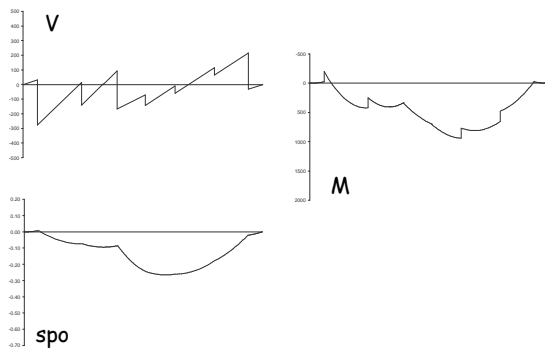
### Modello di trave (con deformazione a taglio)

- Calcolando la deformazione dei singoli conci e integrando si ottiene la deformata complessiva

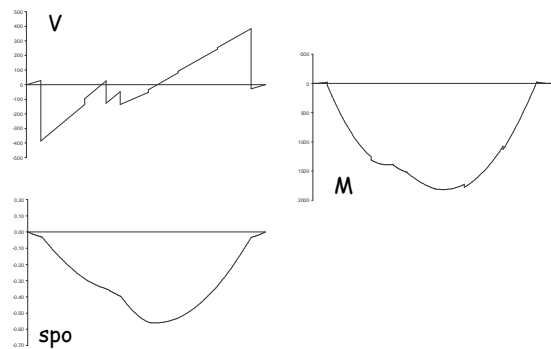


Nota: trascurando la deformazione a taglio la deformata è meno della metà

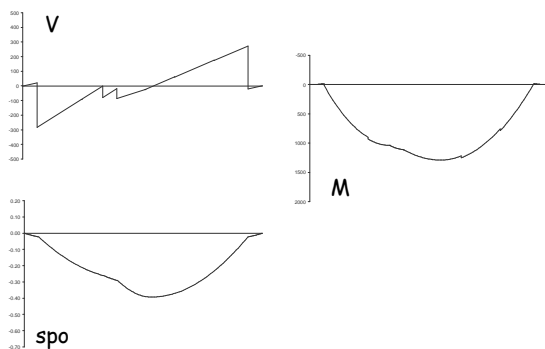
### Confronto: impalcato 5



### Confronto: impalcato 4



### Confronto: impalcato 3



### Verifica della rigidezza dell'impalcato

- Confrontare la deformazione massima (o, meglio, la sua variazione da un piano all'altro) con lo spostamento relativo di interpiano

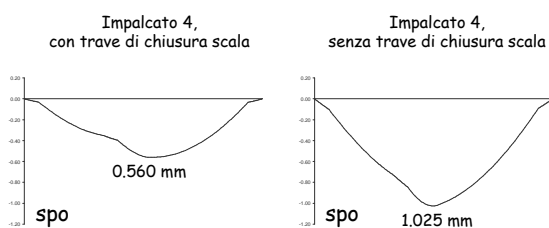
#### SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEI TRAVERSI

traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)	Def. Max (mm)
5	11.064	2.731	0.265
4	8.333	2.737	0.560
3	5.596	2.521	0.393
2	3.075	1.989	
1	1.086	1.086	

Sono valori di un certo rilievo, ma comunque accettabili

### Verifica della rigidezza dell'impalcato

- Nota: se fosse mancata a livello impalcato la trave di chiusura scala la deformazione sarebbe stata molto maggiore



### Verifica di resistenza degli impalcati

- Gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30 % (NTC08, punto 7.3.6.1)
- Quindi i risultati innanzi ottenuti devono essere aumentati del 30%

### Verifica a taglio

- Massimo taglio di calcolo = 383.8 kN  
Incremento del 30%:  $383.8 \times 1.3 = 498.9$  kN
- Oppure, facendo riferimento al massimo  $\Delta V$  trasmesso da una parete (par 31) = 443.1 kN  
Incremento del 30%:  $443.1 \times 1.3 = 576.0$  kN

Con questi valori verifico il calcestruzzo e l'armatura a taglio

### Verifica a taglio

Verifica calcestruzzo:

- A vantaggio di sicurezza, mi riferisco solo alla lunghezza della parete (4.50 m) e  $\cot \theta = 1$

$$V_{Rd,max} = \frac{0.5 f_{cd} b z}{2} = \frac{0.5 \times 16.67 \times 40 \times 0.9 \times 4500}{2 \times 10^3} = 675 \text{ kN}$$

OK

Calcolo armatura:

- Per un metro

$$A_s = \frac{V_{Ed} s}{z f_{yd}} = \frac{570 \times 10^3 \times 1}{4.5 \times 391.3} \times 10^{-2} = 3.24 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Posso disporre 1Ø8/15  Infittire localmente l'usuale rete Ø8/25x25

### Verifica a taglio

Si possono usare anche modelli a tirante e puntone

- Tirante: l'armatura messa ortogonalmente alla parete (ad esempio nella trave adiacente)
- Puntone: una diagonale in calcestruzzo, di spessore pari alla soletta ed opportuna larghezza

Un modello del genere può essere molto utile per verificare edifici esistenti, se consente di non intervenire con armature nella soletta

### Verifica a flessione

- Massimo momento di calcolo = 1818 kNm  
Incremento del 30%:  $1818 \times 1.3 = 2363$  kNm  
In prossimità della scala ( $h_{imp} = 8.90$  m)

Verifica approssimata:

- Si considera il momento flettente come due forze opposte, con braccio pari all'interasse tra le travi di estremità (8.35 m)

$$F = \frac{M}{z} = \frac{2363}{8.35} = 283 \text{ kN}$$

- Si arma a tensoflessione una trave e si verifica a pressoflessione l'altra
- OK



Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

13 - Calcolo delle armature di travi e pilastri

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

## Processo progettuale

- ✓ 1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
- ✓ 2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
- ✓ 3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
- ✓ 4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature

## Elementi principali e secondari

### 7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati "secondari". Sia la rigidità che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi "secondari" si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare", né il contributo alla rigidità totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidità degli elementi principali.

Con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

**La rigidità di travi e pilastri è tanto minore di quella della pareti da poter essere considerati secondari?**

## Distribuzione del taglio analisi statica - forze in direzione x

Piano	Taglio totale (kN)	Taglio pareti (kN)	Taglio telai (kN)	Perc. Taglio pareti (kN)	Perc. Taglio telai (kN)
6	1172.7	536.27	636.4	45.7%	54.3%
5	2205.7	1675.54	530.2	76.0%	24.0%
4	2988.3	2468.2	520.1	82.6%	17.4%
3	3520.4	3089.11	431.3	87.7%	12.3%
2	3802.1	3594.05	208.1	94.5%	5.5%

Travi e pilastri portano un'aliquota del taglio sismico superiore al 15% agli ultimi tre piani

## Distribuzione del taglio analisi statica - forze in direzione y

Piano	Taglio totale (kN)	Taglio pareti (kN)	Taglio telai (kN)	Perc. Taglio pareti (kN)	Perc. Taglio telai (kN)
6	1172.7	416.1	756.6	35.5%	64.5%
5	2205.7	1576.4	629.3	71.5%	28.5%
4	2988.3	2361.5	626.9	79.0%	21.0%
3	3520.4	2993.8	526.7	85.0%	15.0%
2	3802.1	3550.4	251.6	93.4%	6.6%

Anche per forze in direzione y, travi e pilastri portano un'aliquota del taglio sismico superiore al 15% agli ultimi tre piani

## Progetto di travi e pilastri

Come per le strutture intelaiate nei piani in cui travi e pilastri contribuiscono in maniera rilevante a portare il sisma (piani 4, 5 e 6)

Le travi sono elementi duttili se si plasticizzano a flessione



L'armatura a flessione delle travi deve essere definita in base ai risultati del calcolo



Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi

## Progetto di travi e pilastri

Per gli altri piani, applicherei comunque i criteri di gerarchia delle resistenze ma solo quando non comportano armature eccessive



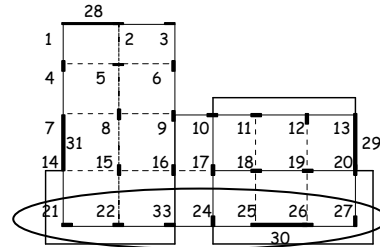
Definisco l'armatura a flessione delle travi in base ai risultati del calcolo



Per armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri, applicherei comunque i criteri di gerarchia delle resistenze ma solo quando non comportano armature eccessive

## Effetti della fessurazione delle pareti momento flettente delle travi

Si esamina la trave 21-27 del penultimo piano (dove l'effetto del sisma sulle travi è più forte)



### Trave 21-27 (pareti integre) momento flettente per schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
21	-68.02	-43.82	65.86	4.07	3.19	4.69
22	-50.51	-32.13	-58.70	-3.62	-2.84	-4.18
22	-47.25	-29.98	62.17	3.82	3.01	4.43
23	-49.72	-32.06	-61.08	-3.76	-2.96	-4.35
23	-36.37	-23.21	65.69	3.99	3.18	4.68
24	-29.69	-19.36	-32.50	-1.97	-1.57	-2.31
24	-14.27	-8.79	85.49	5.21	4.14	6.09
25	-23.83	-15.39	-91.42	-5.52	-4.43	-6.51
25	-23.83	-15.39	-91.42	-5.52	-4.43	-6.51
30	-421.47	-265.11	-282.21	-17.10	-13.66	-20.10
30	-425.30	-266.15	250.26	15.20	12.12	17.83
26	-16.88	-10.52	85.34	5.17	4.13	6.08
26	-16.88	-10.52	85.34	5.17	4.13	6.08
27	-25.60	-16.18	-91.59	-5.59	-4.43	-6.52

### Trave 21-27 (pareti integre) momento flettente

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3 y
21	-68.02	-43.82	65.86	4.07	3.19	4.69	69.9	8.8	72.6
22	-50.51	-32.13	-58.70	-3.62	-2.84	-4.18	-62.3	-7.8	-64.7
22	-47.25	-29.98	62.17	3.82	3.01	4.43	66.0	8.3	68.5
23	-49.72	-32.06	-61.08	-3.76	-2.96	-4.35	-64.8	-8.1	-67.3
23	-36.37	-23.21	65.69	3.99	3.18	4.68	69.7	8.7	72.3
24	-29.69	-19.36	-32.50	-1.97	-1.57	-2.31	-34.5	-4.3	-35.8
24	-14.27	-8.79	85.49	5.21	4.14	6.09	90.7	11.3	94.1
25	-23.83	-15.39	-91.42	-5.52	-4.43	-6.51	-96.9	-12.0	-100.6
25	-23.83	-15.39	-91.42	-5.52	-4.43	-6.51	-96.9	-12.0	-100.6
30	-421.47	-265.11	-282.21	-17.10	-13.66	-20.10	-299.3	-37.2	-310.5
30	-425.30	-266.15	250.26	15.20	12.12	17.83	265.5	33.0	275.4
26	-16.88	-10.52	85.34	5.17	4.13	6.08	90.5	11.3	93.9
26	-16.88	-10.52	85.34	5.17	4.13	6.08	90.5	11.3	93.9
27	-25.60	-16.18	-91.59	-5.59	-4.43	-6.52	-97.2	-12.1	-100.8

### Trave 21-27 (pareti integre) momento flettente

	q max	q min	sisma	q <sub>min</sub> +sisma	q <sub>min</sub> +sisma
21	-68.02	-43.82	72.6	28.7	-116.4
22	-50.51	-32.13	-64.7	-96.8	32.5
22	-47.25	-29.98	68.5	38.5	-98.4
23	-49.72	-32.06	-67.3	-99.3	35.2
23	-36.37	-23.21	72.3	49.1	-95.5
24	-29.69	-19.36	-35.8	-55.1	16.4
24	-14.27	-8.79	94.1	85.3	-102.9
25	-23.83	-15.39	-100.6	-116.0	85.2
25	-23.83	-15.39	-100.6	-201.9	98.5
30	-421.47	-265.11	-310.5	-575.6	45.4
30	-425.30	-266.15	275.4	9.2	-541.5
26	-16.88	-10.52	93.9	88.6	-185.0
26	-16.88	-10.52	93.9	83.4	-104.4
27	-25.60	-16.18	-100.8	-117.0	84.6

### Trave 21-27 (pareti fessurate) momento flettente

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3 y
21	-68.11	-43.87	89.21	14.37	4.83	7.11	103.6	21.5	110.0
22	-50.41	-32.06	-79.52	-12.80	-4.31	-6.34	-92.3	-19.1	-98.1
22	-47.14	-29.90	84.24	13.54	4.56	6.72	97.8	20.3	103.9
23	-49.94	-32.21	-82.68	-13.30	-4.48	-6.59	-96.0	-19.9	-101.9
23	-37.18	-23.73	89.61	14.29	4.85	7.14	103.9	21.4	110.3
24	-31.98	-20.81	-44.32	-7.02	-2.40	-3.53	-51.3	-10.6	-54.5
24	-23.60	-14.70	116.55	18.73	6.32	9.29	135.3	28.0	143.7
25	-15.83	-10.32	-125.49	-20.10	-6.80	-10.00	-145.6	-30.1	-154.6
25	-15.83	-10.32	-125.49	-20.10	-6.80	-10.00	-217.2	-44.9	-230.7
30	-394.78	-248.21	-386.52	-61.98	-20.94	-30.82	-448.5	-92.8	-476.3
30	-404.64	-253.05	344.38	55.25	18.66	27.46	399.6	82.7	424.4
26	-9.79	-6.02	117.70	18.87	6.38	9.39	198.8	41.1	211.1
26	-9.79	-6.02	117.70	18.87	6.38	9.39	136.6	28.3	145.1
27	-33.07	-20.92	-125.45	-20.15	-6.80	-10.00	-145.6	-30.2	-154.6

### Trave 21-27 (pareti fessurate) momento flettente

	q max	q min	sisma	q <sub>min</sub> +sisma	q <sub>min</sub> +sisma
21	-68.11	-43.87	110.0	66.2	-153.9
22	-50.41	-32.06	-98.1	-130.1	66.0
22	-47.14	-29.90	103.9	74.0	-133.8
23	-49.94	-32.21	-101.9	-134.2	69.7
23	-37.18	-23.73	110.3	86.6	-134.1
24	-31.98	-20.81	-54.5	-75.3	33.7
24	-23.60	-14.70	143.7	129.0	-158.4
25	-15.83	-10.32	-154.6	-164.9	144.3
25	-15.83	-10.32	-230.7	-274.5	186.8
30	-394.78	-248.21	-476.3	-724.6	228.1
30	-404.64	-253.05	424.4	171.4	-677.5
26	-9.79	-6.02	211.1	169.4	-252.8
26	-9.79	-6.02	145.1	139.0	-151.1
27	-33.07	-20.92	-154.6	-175.6	133.7

### Trave 21-27 - confronto momento flettente negativo

	Parete integra	Parete fessurata	Rapporto
21	-116.4	-153.9	1.32
22	-96.8	-130.1	1.34
22	-98.4	-133.8	1.36
23	-99.3	-134.2	1.35
23	-95.5	-134.1	1.40
24	-55.1	-75.3	1.37
24	-102.9	-158.4	1.54
25	-116.0	-164.9	1.42
25	-201.9	-274.5	
30	-575.6	-724.6	
30	-541.5	-677.5	
26	-185.0	-252.8	
26	-104.4	-151.1	1.45
27	-117.0	-175.6	1.50

L'incremento  
varia tra il 32%  
ed il 50%

### Definizione delle armature - travi

### Primo passo armatura a flessione delle travi

- Faccio riferimento ai risultati ottenuti dal modello di calcolo con pareti fessurate
- Per la verifica delle sezioni si usano le formule tradizionali

$$M = \frac{b d^2}{r^2}$$

### Trave 21-27 verifica della sezione

Momento sollecitante massimo (negativo):  
 $M_{Ed} = 164.9$  (a filo parete)

Momento resistente:  
con semplice armatura  $M = \frac{b d^2}{r^2} = 168.7$  kNm  
( $r = 0.0194$ )

La sezione è accettabile anche a semplice armatura, ma metteremo comunque una discreta armatura in compressione

### Primo passo armatura a flessione delle travi

- Faccio riferimento ai risultati ottenuti dal modello di calcolo con pareti fessurate
- Per il progetto delle armature si usano le formule tradizionali

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

### Campata 24-25 progetto dell'armatura longitudinale

Momento sollecitante (negativo):  $M_{Ed} = 164.9 \text{ kNm}$

Area di ferro:  $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 10.2 \text{ cm}^2$

Momento sollecitante (positivo):  $M_{Ed} = 144.3 \text{ kNm}$

Area di ferro:  $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 8.9 \text{ cm}^2$

Armatura: 3 Ø20 + 1 Ø14 sup 3 Ø20 inf  
(accettabile)

### Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

Posto:  $\rho = \frac{A_s}{b h}$   $\rho_{comp} = \frac{A_{s,comp}}{b h}$

Deve essere:  $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$

Nel caso in esame questo implica che

$$4.7 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s,comp} + 11.7 \text{ cm}^2$$

La condizione è soddisfatta

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.1

### Progetto dell'armatura longitudinale limiti di normativa

Ulteriori prescrizioni:

- Disporre sempre almeno 2 Ø14 sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle "zone critiche"
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell'armatura massima disposta agli estremi

Zona critica - dal filo pilastro un tratto pari a:

$$h_{trave} \text{ per DC "B"} \quad 1.5 h_{trave} \text{ per DC "A"}$$

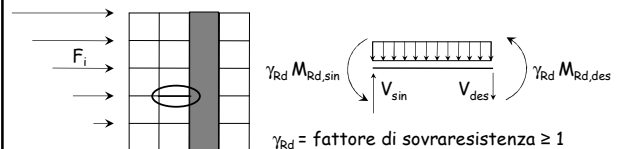
NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.1

punto 7.4.6.1.1

### Secondo passo armatura a taglio delle travi

Gerarchia delle resistenze

non si deve avere rottura a taglio;  
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da condizioni limite di equilibrio



NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.1.1

### Secondo passo armatura a taglio delle travi

Gerarchia delle resistenze

non si deve avere rottura a taglio;  
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da condizioni limite di equilibrio

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l}$$

$$\gamma_{Rd} = 1 \text{ per CD "B"} \quad \gamma_{Rd} = 1.2 \text{ per CD "A"}$$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.1.1

### Campata 24-25 sollecitazioni di calcolo

Esempio

sinistra  
sup. 3 Ø20 + 1 Ø14  
inf. 3 Ø20

q=33.3 kN/m  
destra  
sup. 3 Ø20 + 1 Ø14  
inf. 3 Ø20

$$M_{Rd} \text{ (kNm)} \\ -177.6 \\ +152.6$$

$$\begin{matrix} -177.6 \\ +152.6 \end{matrix}$$

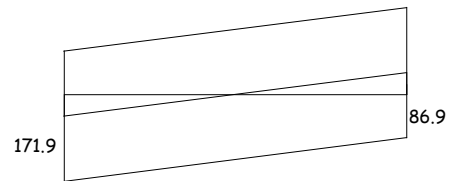
$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{33.3 \times 2.55}{2} + 1.0 \frac{152.6 + 177.6}{2.55} = 42.5 + 129.4 = 171.9 \text{ kN}$$

### Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd, sin} + M_{Rd, des}}{l} = \frac{33.3 \times 2.55}{2} + 1.0 \frac{152.6 + 177.6}{2.55} = 42.5 + 129.4 = 171.9 \text{ kN}$$

### Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd, sin} + M_{Rd, des}}{l} = \frac{33.3 \times 2.55}{2} + 1.0 \frac{177.6 + 152.6}{2.55} = 42.5 + 129.4 = 171.9 \text{ kN}$$

### Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha:

$$V = 171.9 \text{ kN}$$

che richiede  $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{171.9 \times 10}{0.9 \times 0.46 \times 391.3 \times 2} = 5.3 \text{ cm}^2/\text{m}$  CD"B

Si possono disporre  $\varnothing 8 / 15 \text{ cm}$  a due bracci che forniscono  $6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Rispetto il limite di normativa  $s < 33 \text{ cm}$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punti 4.1.6.1.1 e 7.4.4.1.2.2

### Armature trasversali (staffe)

Prescrizioni di normativa:

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
- 24  $\varnothing$  staffe
- 225 mm (per DC"B") 175 mm (per DC"A")
- 8  $\varnothing_{min, tra}$  (per DC"B") 6  $\varnothing_{min, tra}$  (per DC"A")

Nel caso in esame (CD"B")  $8 \times 1.4 = 11.2 \text{ cm}$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.1

### Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha:

$$V = 171.9 \text{ kN}$$

che richiede  $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{171.9 \times 10}{0.9 \times 0.46 \times 391.3 \times 2} = 5.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si possono disporre  $\varnothing 8 / 10 \text{ cm}$  a quattro bracci alle estremità  
( $\varnothing 8 / 15 \text{ cm}$  nella parte centrale della campata)

### Verifica della sezione in cls

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 171.9 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w f'_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0.9 \times 0.46 \times 0.3 \times 0.5 \times 14.2 \times \frac{2}{1 + 4} \times 10^3 = 352.7 \text{ kN} > V_{Ed}$$

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punti 7.4.4.2.2.2 e 4.1.2.1.3

## Definizione delle armature - pilastri

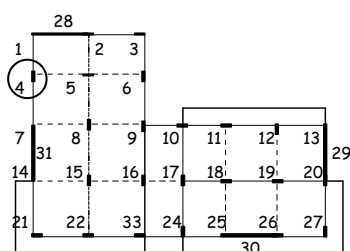
### Primo passo armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori derivanti dall'analisi

Altrove si dovrebbe usare il criterio di gerarchia delle resistenze, ma solo ai piani in cui il pilastro è realmente rilevante

### Pilastri esaminati (come esempio)

Si esamina il pilastro 4



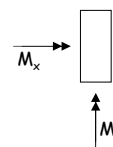
### Pilastro 4, piede del piano 2 alla base non occorre gerarchia delle resistenze

Schemi di carico base

	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_x$	0.2	12.0	-57.5	4.0	5.9
$M_y$	13.2	-7.8	0.8	0.4	0.6
N	938.6	-65.0	101.4	-5.4	-7.9

N positivo = compressione

Combinazioni	$M_x$	$M_y$	N
qmin + SismaX Prev.	0.7	16.8	-1041.8
qmin - SismaX Prev.	-0.3	9.7	-835.5
qmin + SismaY Prev.	-56.2	13.2	-1069.1
qmin + SismaY Prev.	56.6	13.2	-808.2



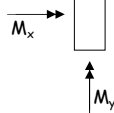
I momenti sono estremamente bassi

### Pilastro 4, piano 6

in testa non occorre gerarchia delle resistenze

Combinazioni	$M_x$	$M_y$	N
qmin + SismaX Prev.	81.0	-28.0	187.5
qmin - SismaX Prev.	-74.7	-8.9	138.7
qmin + SismaY Prev.	132.5	-18.4	197.4
qmin + SismaY Prev.	-126.3	-18.4	128.8

Sezione in testa

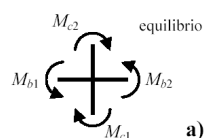
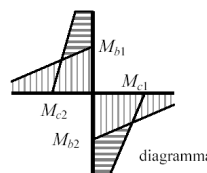


Combinazioni	$M_x$	$M_y$	N
qmin + SismaX Prev.	62.3	21.7	187.5
qmin - SismaX Prev.	-68.6	7.1	138.7
qmin + SismaY Prev.	105.6	14.4	197.4
qmin + SismaY Prev.	105.6	14.4	128.8

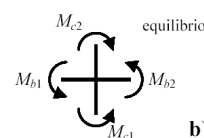
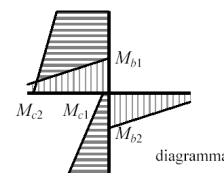
Sezione al piede

Si applica gerarchia delle resistenze

### Momenti per equilibrio dei nodi



a)



b)

## Criterio di gerarchia delle resistenze

Quando i valori di progetto si ottengono dal criterio di gerarchia delle resistenze

"per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$  in accordo con la formula  $\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$ "

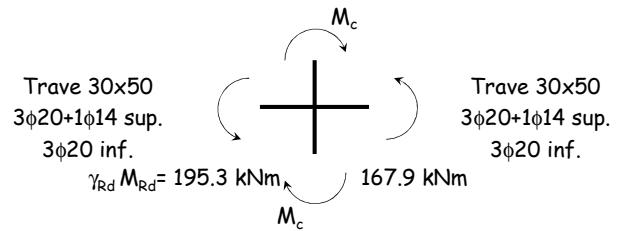
$$\gamma_{Rd} = 1.1 \text{ per CD "B"}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.3 \text{ per CD "A"}$$

Nota: non è precisato come ripartire il momento tra pilastro superiore e inferiore

NTC 08, punto 7.4.4.2.1

## Nodo pilastro 4, piano 5

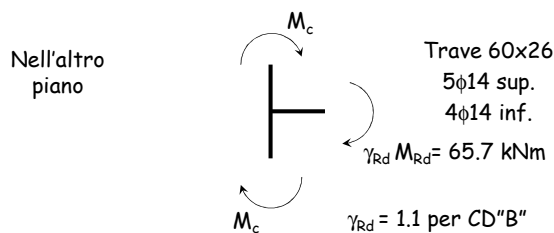


$$\gamma_{Rd} = 1.1 \text{ per CD "B"}$$

Ripartisco in parti uguali perché il taglio è quasi uguale ai piani 5 e 6

$$M_c = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}}{2} = 181.6 \text{ kNm}$$

## Nodo pilastro 4, piano 5

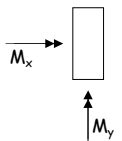


Ripartisco in parti uguali perché il taglio è quasi uguale ai piani 5 e 6

$$M_c = \frac{\gamma_{Rd} M_{b,Rd}}{2} = 32.9 \text{ kNm}$$

## Pilastro 4, piano 6

Sezione	Mx	My	N
Testa	132.5	28.0	128.8
Piede	181.6	32.9	128.8
Testa	132.5	28.0	197.4
Piede	181.6	32.9	197.4

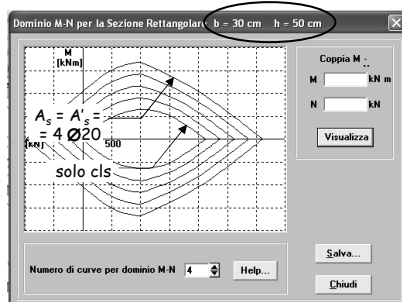
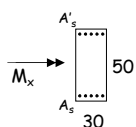


Progetto separatamente a pressoflessione retta le armature dei due lati considerando il momento maggiore tra testa e piede

## Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armature

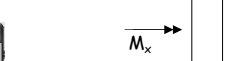
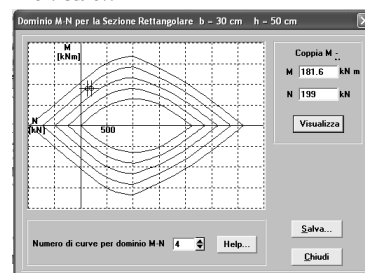
Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

Si visualizza bene con domini M-N  
Ad esempio col programma EC2



## Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



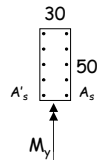
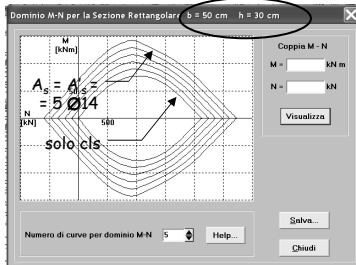
direzione y

$M_{x,max} = 181.6 \text{ kNm}$   
con  $N = 129 \div 197 \text{ kN}$

occorrono 3φ20  
su ciascun lato corto

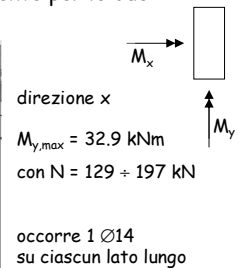
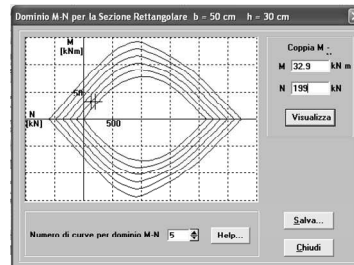
### Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



### Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



### Armatura longitudinale nei pilastri limiti di normativa

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

con  $A_s$  area totale dell'armatura longitudinale e  $A_c$  area della sezione lorda del pilastro

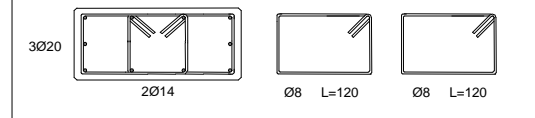
Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

Per una sezione 30x50:  $15 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 60 \text{ cm}^2$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.2

### Pilastro 4, piano 6

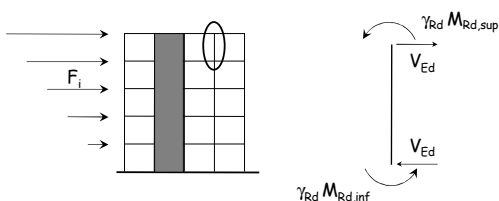
Il pilastro può essere armato con 10 Ø14 ( $15.4 \text{ cm}^2$ ), con doppia staffa



Visto che l'armatura è stata sovradimensionata è superfluo fare una verifica a pressoflessione deviata

### Quarto passo armatura a taglio dei pilastri

Calcolare con gerarchia delle resistenze (analogamente alle travi)



$\gamma_{Rd}$  = fattore di sovrarresistenza  $\geq 1$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.2.1

### Quarto passo armatura a taglio dei pilastri

Calcolare con gerarchia delle resistenze (analogamente alle travi)

$$V = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,inf} + M_{Rd,sup}}{h_c}$$

Altrimenti cumulo due volte la sovrarresistenza

I momenti resistenti vanno valutati tenendo conto della presenza dello sforzo normale.

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.2.1



### Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Zona critica:  
dall'estremità del pilastro un tratto pari alla  
maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale
- un sesto dell'altezza netta del pilastro
- 45 cm
- tutto il pilastro, se la sua altezza è inferiore a 3 volte il lato maggiore della sezione

Per il pilastro 30x50: 50 cm

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.1.2

### Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Nelle zone critiche devono essere rispettate le  
condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm (CD"B") o 15 cm (CD"A") da una barra fissata

Le staffe disegnate vanno bene

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.2

### Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Il diametro delle staffe di contenimento e legature  
non deve essere inferiore a 6 mm. suggerisco 8 mm  
per le staffe

(Nelle zone critiche?) esse saranno disposte ad un  
passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/2 (CD"B") o 1/3 (CD"A") del lato minore della sezione trasversale
- 175 mm (CD"B") o 125 mm (CD"A")
- 8  $\phi_{min,lon}$  (per DC"B") o 6  $\phi_{min,lon}$  (per CD"A")

Nell'esempio, dove i pilastri sono sismicamente rilevanti (piani  
4, 5 e 6), il passo non deve essere superiore a:

11.2 cm (CD"B")

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.2

### Armatura trasversale nei pilastri limiti di normativa

Il diametro delle staffe di contenimento e legature  
non deve essere inferiore a 6 mm. suggerisco 8 mm  
per le staffe

(Nelle zone critiche?) esse saranno disposte ad un  
passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/2 (CD"B") o 1/3 (CD"A") del lato minore della sezione trasversale
- 175 mm (CD"B") o 125 mm (CD"A")
- 8  $\phi_{min,lon}$  (per DC"B") o 6  $\phi_{min,lon}$  (per DC"A")

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre  $\phi 8 / 10$   
e nella parte centrale?

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.6.2.2

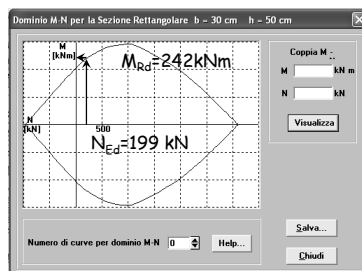
### Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armatura a taglio

Sezione	Mx	My	N
Testa	132.5	28.0	128.8
Piede	181.6	32.9	128.8
Testa	85.6	24.5	197.4
Piede	78.8	32.9	197.4

Per il calcolo del momento resistente considero lo  
sforzo normale maggiore

### Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armatura a taglio

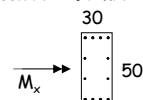
Calcolo dei momenti resistenti dei pilastri  
Considero anche le armature sui lati lunghi



Sisma prev. y

$M_{Rd} = 242 \text{ kNm}$

con  $N = 197 \text{ kN}$



### Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armatura a taglio

Armature  
inferiore  
3 Ø20  
di parete  
4 Ø14

superiore  
3 Ø20

$M_{pd}$  (kNm)  
-242  
+242

-242  
+242

$$V_{Ed} = \frac{M_{rd,inf} + M_{rd,sup}}{h_c} = \frac{242 + 242}{3.00} = 161.3 \text{ kN}$$

### Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armatura a taglio

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 161.3 \text{ kN}$$

$$\text{che richiede } \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta} = \frac{161.3 \times 10}{0.9 \times 0.46 \times 391.3 \times 2} = 5.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Dispongo staffe Ø 8 / 15 cm (6.67 cm<sup>2</sup>/m), che è molto più di quel che serve ma anche in zona non sismica deve essere  $s < 12\phi_{min} = 16.8 \text{ cm}$

Nei tratti di estremità si devono disporre Ø 8 / 10 per soddisfare i limiti massimi sul passo delle staffe

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.2.2.2

### Pilastro 4, piano 6 verifica a taglio della sezione in cls

Nel caso in esame si ha:

$$V_{Ed} = 161.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = z b_w \alpha_c f_{cd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0.9 \times 0.46 \times 0.3 \times 7.1 \times \frac{2}{1 + 2^2} \times 10^3 = 352.7 \text{ kN}$$

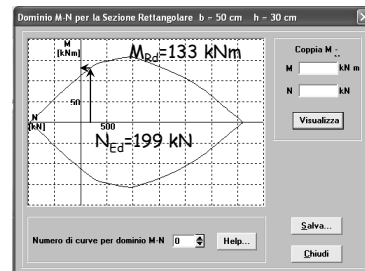
avrei potuto considerare  $\alpha_c > 1$  perché ho sforzo normale di compressione

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.2.2.2

### Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armatura a taglio

Calcolo dei momenti resistenti dei pilastri

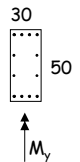
Considero anche le armature sui lati corti



Sisma prev. x

$$M_{y,Rd} = 133 \text{ kNm}$$

con  $N = 197 \text{ kN}$



### Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armatura a taglio

Armature  
inferiore  
2 Ø20 + 2 Ø14

superiore  
2 Ø20 + 2 Ø14

$M_{pd}$  (kNm)  
-133  
+133

-133  
+133

$$V_{Ed} = \frac{M_{rd,inf} + M_{rd,sup}}{h_c} = \frac{133 + 133}{3.00} = 88.7 \text{ kN}$$

### Pilastro 4, piano 6 dimensionamento armatura a taglio

Nel caso in esame si ha, ad esempio:

$$V_{Ed} = 88.7 \text{ kN}$$

$$\text{che richiede } \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta} = \frac{88.7 \times 10}{0.9 \times 0.26 \times 391.3 \times 2} = 4.8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Dispongo staffe Ø 8 / 15 cm (6.67 cm<sup>2</sup>/m), che è molto più di quel che serve ma anche in zona non sismica deve essere  $s < 12\phi_{min} = 16.8 \text{ cm}$

Nei tratti di estremità si devono disporre Ø 8 / 10 per soddisfare i limiti massimi sul passo delle staffe

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.2.2.2

**Pilastro 4, piano 6**  
**verifica a taglio della sezione in cls**

Nel caso in esame si ha, ad esempio:

$$V_{Ed} = 88.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = z b_w \alpha_c f_{ctd} \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0.9 \times 0.26 \times 0.5 \times 7.1 \\ \times \frac{2}{1 + 2^2} \times 10^3 = 332.3 \text{ kN}$$

avrei potuto considerare  $\alpha_c > 1$  perché ho sforzo normale di compressione

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Problemi specifici nel progetto di strutture  
antisismiche con pareti in c.a.**

14 - Influenza della fessurazione delle pareti

Spoletto  
10-11 maggio 2012  
Aurelio Ghersi

## Prescrizioni sulla modellazione

7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

omissis

Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Cosa implica?

- riduzione della rigidità, aumento del periodo, e possibile riduzione delle forze sismiche
- redistribuzione delle sollecitazioni indotte dal sisma (la fessurazione riduce in maniera diversa la rigidità dei diversi elementi strutturali)

NTC 08, punto 7.4.6

## Prescrizioni sulla modellazione

7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

omissis

Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Considerare la struttura in condizioni fessurate è concettualmente corretto, ma come tenerne conto?

Dimezzare la rigidità di tutti gli elementi resistenti:

- porta ad un calcolo non conservativo
- non coglie la redistribuzione delle sollecitazioni

NTC 08, punto 7.4.6

## Prescrizioni sulla modellazione

7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

omissis

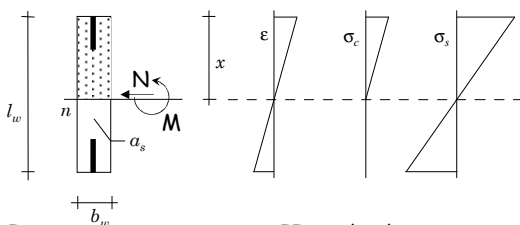
Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Considerare la struttura in condizioni fessurate è concettualmente corretto, ma come tenerne conto?

Si può considerare almeno l'effetto della fessurazione delle pareti facendo riferimento alla loro sezione geometrica omogeneizzata.

NTC 08, punto 7.4.6

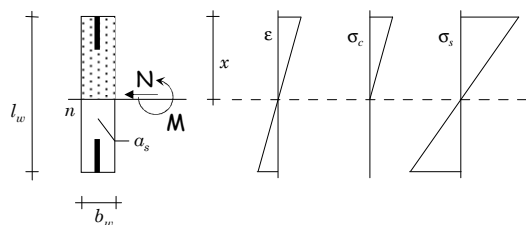
### Sezione fessurata



Ipotesi: II stadio di comportamento

- legame  $\sigma$ - $\epsilon$  elastico lineare non resistente a trazione per il calcestruzzo
- legame  $\sigma$ - $\epsilon$  elastico lineare per l'acciaio
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo ( $\sigma_s = n \sigma_c$ )

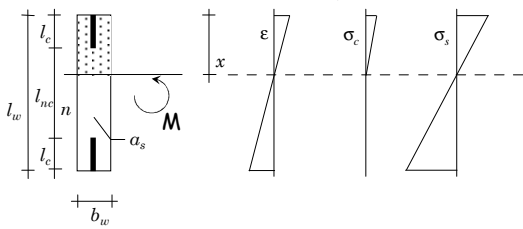
### Asse neutro



Per trovare l'asse neutro si procede diversamente per:

- flessione semplice ( $N = 0$ )
- flessione composta ( $N \neq 0$ )

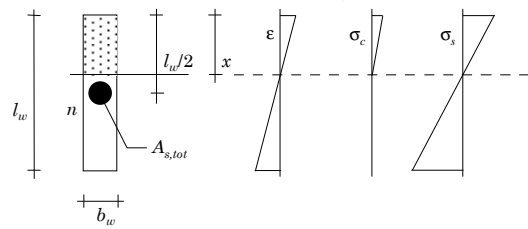
### Asse neutro (flessione semplice)



L'asse neutro è baricentrico:  $S_n = 0$

$$A_{s,tot} = 2 a_{sc} l_c + a_{snc} l_{nc}$$

### Asse neutro (flessione semplice)

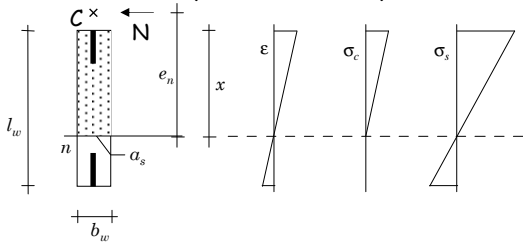


L'asse neutro è baricentrico:  $S_n = 0$

$$\frac{b_w x^2}{2} + n A_{s,tot} x - \frac{1}{2} n A_{s,tot} l_w = 0$$

... che fornisce x

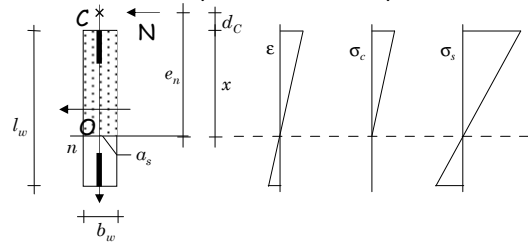
### Asse neutro (flessione composta - sezione parzializzata)



La sezione reagente omogeneizzata soddisfa la relazione:

$$S_n e_n = I_n$$

### Asse neutro (flessione composta - sezione parzializzata)



Eccentricità rispetto all'asse neutro:

$$e_n = d_c - x \quad \text{con} \quad d_c = \frac{M}{N} + \frac{l_w}{2}$$

N.B.  $d_c$  è negativo nel caso in esame

### Asse neutro (flessione composta - sezione parzializzata)

Momento d'inerzia rispetto all'asse neutro:

$$I_n = \frac{b_w x^3}{3} + n \left[ I_{s,O} + A_{s,tot} \left( \frac{l_w}{2} - x \right)^2 \right]$$

Momento d'inerzia delle armature

Momento d'inerzia delle armature rispetto al baricentro

$$I_{s,O} = 2 \left[ \frac{a_{sc} l_c^3}{12} + a_{sc} \left( \frac{l_w - l_c}{2} \right)^2 \right] + \frac{a_{snc} l_{nc}^3}{12}$$

### Asse neutro (flessione composta - sezione parzializzata)

Momento statico rispetto all'asse neutro:

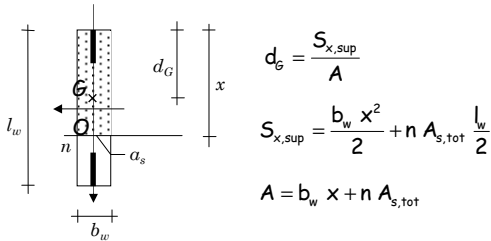
$$S_n = \frac{b_w x^2}{2} + n A_{s,tot} x + \frac{1}{2} n A_{s,tot} l_w$$

Sostituendo tutto nella condizione  $S_n e_n = I_n$



$$x^3 - 3 d_c x^2 + \frac{6n}{b_w} A_{s,tot} \left( \frac{l_w}{2} - d_c \right) x - \frac{6n}{b_w} \left[ I_{s,O} + A_{s,tot} \frac{l_w}{2} \left( \frac{l_w}{2} - d_c \right) \right] = 0$$

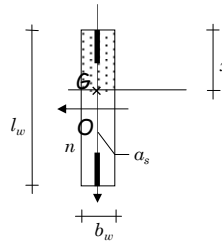
### Momento d'inerzia rispetto al baricentro



Calcolato  $d_G$  ...

$$I_G = \frac{b_w x^3}{12} + b_w x \left( d_G - \frac{x}{2} \right)^2 + n \left[ I_{s,O} + A_{s,tot} \left( \frac{l_w}{2} - d_G \right)^2 \right]$$

### Momento d'inerzia rispetto al baricentro



Nel caso di flessione semplice:

$$d_G = x$$

E quindi ...

$$I_G = I_n = \frac{b_w x^3}{3} + n \left[ I_{s,O} + A_{s,tot} \left( \frac{l_w}{2} - x \right)^2 \right]$$

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550  $N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$   
 $A_{sc} = 26 \phi 20, l_c = 110 \text{ cm}$   $M_{Ed} = 18721 \text{ kNm}$   
 $A_{snc} = 26 \phi 12, l_{nc} = 330 \text{ cm}$

Se trascuro la presenza dello sforzo normale devo risolvere un'equazione di secondo grado ( $S_n = 0$ )

$$\frac{b_w x^2}{2} + n A_{s,tot} x - \frac{1}{2} n A_{s,tot} l_w = 0$$

$$A_{s,tot} = 2 A_{sc} + A_{snc} = 2 \times 26 \times 3.14 + 26 \times 1.13 = 192.7 \text{ cm}^2$$

$$n = E_s / E_c = 6.67 \text{ (carichi di breve durata)}$$

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550  $N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$   
 $A_{sc} = 26 \phi 20, l_c = 110 \text{ cm}$   $M_{Ed} = 18721 \text{ kNm}$   
 $A_{snc} = 26 \phi 12, l_{nc} = 330 \text{ cm}$

Se trascuro la presenza dello sforzo normale devo risolvere un'equazione di secondo grado ( $S_n = 0$ )

$$15 x^2 + 1285.3 x - 353550 = 0 \Rightarrow x = 116.6 \text{ cm}$$

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550  $N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$   
 $A_{sc} = 26 \phi 20, l_c = 110 \text{ cm}$   $M_{Ed} = 18721 \text{ kNm}$   
 $A_{snc} = 26 \phi 12, l_{nc} = 330 \text{ cm}$

Se trascuro la presenza dello sforzo normale devo risolvere un'equazione di secondo grado ( $S_n = 0$ )

$$x = 116.6 \text{ cm}$$

$$I_G = I_n = \frac{b_w x^3}{3} + n \left[ I_{s,O} + A_{s,tot} \left( \frac{l_w}{2} - x \right)^2 \right] = 103753246 \text{ cm}^4$$

$$I_{s,O} = 8338334 \text{ cm}^4$$

$$\text{ovvero } 1.0375 \text{ m}^4$$

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550  $N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$   
 $A_{sc} = 26 \phi 20, l_c = 110 \text{ cm}$   $M_{Ed} = 18721 \text{ kNm}$   
 $A_{snc} = 26 \phi 12, l_{nc} = 330 \text{ cm}$

Ripeto il calcolo considerando che la sezione è pressoinflessa

Calcolo l'armatura distribuita nei due tratti di parete

$$a_{sc} = \frac{A_{sc}}{l_c} = \frac{26 \times 3.14}{1.1} = 74.3 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{zona confinata}$$

$$a_{snc} = \frac{A_{snc}}{l_{nc}} = \frac{26 \times 1.13}{3.3} = 8.9 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{zona non confinata}$$

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550

$A_{sc} = 26 \phi 20$ ,  $l_c = 110 \text{ cm}$

$A_{snc} = 26 \phi 12$ ,  $l_{nc} = 330 \text{ cm}$

$N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 18721 \text{ kNm}$

Risolvere l'equazione di terzo grado e determinare

$$x = 149.6 \text{ cm}$$

$$d_g = 119.4 \text{ cm}$$

$$I_g = 1.0407 \text{ m}^4$$

È praticamente uguale al valore trovato nel caso di flessione semplice ( $1.0375 \text{ m}^4$ )

Vedere foglio Excel "Sezione fessurata"

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550,  $l_c = 110 \text{ cm}$ ,  $l_{nc} = 330 \text{ cm}$

Piano	$A_{sc}$	$A_{snc}$	$M$ (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$x$ (cm)	
					Flessione semplice	Flessione composta
6	12 $\phi 20$	22 $\phi 12$	8414	-418.5	90.7	99.5
5	16 $\phi 20$	22 $\phi 12$	12162	-938.8	99.1	114.6
4	22 $\phi 20$	22 $\phi 12$	15910	-1459.5	109.6	130.3
3	26 $\phi 20$	26 $\phi 12$	18721	-1977.9	116.6	142.0
2	26 $\phi 20$	26 $\phi 12$	18721	-2491.5	116.6	149.6

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550,  $l_c = 110 \text{ cm}$ ,  $l_{nc} = 330 \text{ cm}$

Piano	$A_{sc}$	$A_{snc}$	$M$ (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$I_g$ (m <sup>4</sup> )	
					Flessione semplice	Flessione composta
6	12 $\phi 20$	22 $\phi 12$	8414	-418.5	0.5655	0.5655
5	16 $\phi 20$	22 $\phi 12$	12162	-938.8	0.7027	0.7030
4	22 $\phi 20$	22 $\phi 12$	15910	-1459.5	0.9001	0.9009
3	26 $\phi 20$	26 $\phi 12$	18721	-1977.9	1.0375	1.0390
2	26 $\phi 20$	26 $\phi 12$	18721	-2491.5	1.0375	1.0407

I due casi ( $N=0$  ed  $N=N_{max}$ ) definiscono la fascia di comportamento della parete

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550,  $l_c = 110 \text{ cm}$ ,  $l_{nc} = 330 \text{ cm}$

Piano	$A_{sc}$	$A_{snc}$	$M$ (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$I_g$ (m <sup>4</sup> )	
					Flessione semplice	Flessione composta
6	12 $\phi 20$	22 $\phi 12$	8414	-418.5	0.5655	0.5655
5	16 $\phi 20$	22 $\phi 12$	12162	-938.8	0.7027	0.7030
4	22 $\phi 20$	22 $\phi 12$	15910	-1459.5	0.9001	0.9009
3	26 $\phi 20$	26 $\phi 12$	18721	-1977.9	1.0375	1.0390
2	26 $\phi 20$	26 $\phi 12$	18721	-2491.5	1.0375	1.0407

I momenti d'inerzia nei due casi sono quasi uguali, quindi si possono utilizzare quelli relativi alla flessione semplice perché è più facile calcolarli

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550,  $l_c = 110 \text{ cm}$ ,  $l_{nc} = 330 \text{ cm}$

Piano	$A_{sc}$	$A_{snc}$	$M$ (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$I_g$ (m <sup>4</sup> )	
					Flessione semplice	Flessione composta
6	12 $\phi 20$	22 $\phi 12$	8414	-418.5	0.5655	0.5655
5	16 $\phi 20$	22 $\phi 12$	12162	-938.8	0.7027	0.7030
4	22 $\phi 20$	22 $\phi 12$	15910	-1459.5	0.9001	0.9009
3	26 $\phi 20$	26 $\phi 12$	18721	-1977.9	1.0375	1.0390
2	26 $\phi 20$	26 $\phi 12$	18721	-2491.5	1.0375	1.0407

Il momento d'inerzia deve essere non inferiore al 50% di quello della sezione fessurata

$$0.5 I = 0.5 \frac{b_w l_w^3}{12} = 0.5 \times \frac{0.3 \times 5.5^3}{12} = 2.0797 \text{ m}^4$$

### Parete 1x (30) - piano 2

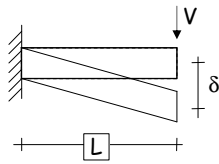
Sezione 30x550,  $l_c = 110 \text{ cm}$ ,  $l_{nc} = 330 \text{ cm}$

Piano	$A_{sc}$	$A_{snc}$	$M$ (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$I_g$ (m <sup>4</sup> )	
					Flessione semplice	Flessione composta
6	12 $\phi 20$	22 $\phi 12$	8414	-418.5	0.5655	0.5655
5	16 $\phi 20$	22 $\phi 12$	12162	-938.8	0.7027	0.7030
4	22 $\phi 20$	22 $\phi 12$	15910	-1459.5	0.9001	0.9009
3	26 $\phi 20$	26 $\phi 12$	18721	-1977.9	1.0375	1.0390
2	26 $\phi 20$	26 $\phi 12$	18721	-2491.5	1.0375	1.0407

Si assegna un momento d'inerzia pari al 50% di quello della sezione fessurata a tutti i piani

$$0.5 I = 0.5 \frac{b_w l_w^3}{12} = 0.5 \times \frac{0.3 \times 5.5^3}{12} = 2.0797 \text{ m}^4$$

### Area resistente a taglio



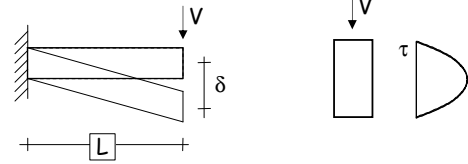
L'abbassamento dell'estremo libero può essere espresso come

$$\delta = \frac{V}{K_v} = \frac{V L}{G A_v} \quad \text{Analogo al caso dello sforzo normale}$$

$G$  = modulo di elasticità trasversale

$A_v$  = area resistente a taglio

### Area resistente a taglio



L'abbassamento dell'estremo libero può essere espresso come

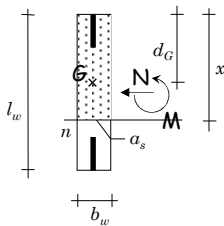
$$\delta = \frac{V}{K_v} = \frac{V L}{G A_v} \quad \text{Analogo al caso dello sforzo normale}$$

$$A_v = \int_A \tau^2 dA$$

Vale:

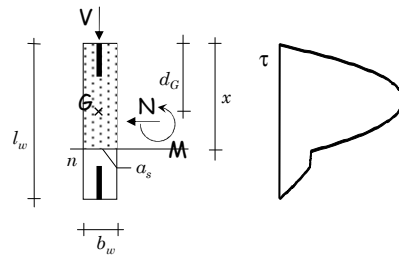
- $5/6 A$  per la sezione rettangolare
- $A$  per  $\tau$  costante

### Parete in cemento armato



1. Determinare la posizione dell'asse neutro
2. Determinare la posizione del baricentro (sezione reagente omogeneizzata)

### Parete in cemento armato



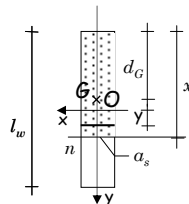
3. Costruire il diagramma delle  $\tau$  (teoria di Jouraski)

$$\tau = \frac{V S_x}{I_G b_w}$$

$S_x$  momento statico della parte di sezione al di sopra della corda rispetto al baricentro

### Momento statico del calcestruzzo

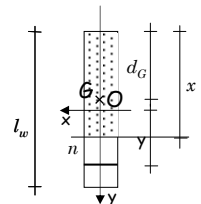
$G$  è il baricentro della sezione reagente omogeneizzata



$$S_{x,c} = b_w \left( \frac{l_w}{2} + y \right) \left( d_G - \frac{l_w}{4} - \frac{y}{2} \right) \quad \text{per } y \leq \left( \frac{l_w}{2} - x \right)$$

### Momento statico del calcestruzzo

$G$  è il baricentro della sezione reagente omogeneizzata



$$S_{x,c} = b_w \left( \frac{l_w}{2} + y \right) \left( d_G - \frac{l_w}{4} - \frac{y}{2} \right) \quad \text{per } y \leq \left( \frac{l_w}{2} - x \right)$$

$$S_{x,c} = b_w x \left( d_G - \frac{x}{2} \right) \quad \text{per } y > \left( \frac{l_w}{2} - x \right)$$



### Momento statico dell'armatura

$G$  è il baricentro della sezione reagente omogeneizzata

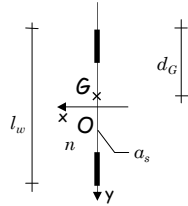
$$S_{x,s} = n a_{sc} \left( \frac{l_w}{2} + y \right) \left( d_b - \frac{l_w}{4} - \frac{y}{2} \right) \quad \text{per } y \leq - \left( \frac{l_w}{2} - l_c \right)$$

$$S_{x,s} = n a_{sc} \left( \frac{l_w}{2} + y \right) \left( d_b - \frac{l_w}{4} - \frac{y}{2} \right) +$$

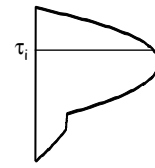
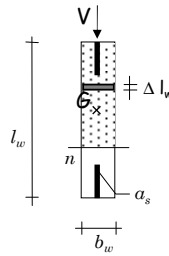
$$- n (a_{sc} - a_{snc}) \left( \frac{l_w}{2} + y - l_c \right) \left( d_b - \frac{l_w}{4} - \frac{y}{2} - \frac{l_c}{2} \right) \quad \text{per } - \left( \frac{l_w}{2} - l_c \right) < y < \left( \frac{l_w}{2} - l_c \right)$$

$$S_{x,s} = n a_{sc} \left( \frac{l_w}{2} + y \right) \left( d_b - \frac{l_w}{4} - \frac{y}{2} \right) +$$

$$- n (a_{sc} - a_{snc}) (l_w - 2 l_c) \left( d_b - \frac{l_w}{2} \right) \quad \text{per } y > \left( \frac{l_w}{2} - l_c \right)$$



### Parete in cemento armato



$$\tau = \frac{V S_x}{I_G b_w}$$

$$S_x = S_{x,c} + S_{x,s}$$

4. Calcolare l'area resistente a taglio  $A_v$

$$A_v = \frac{V^2}{\int_A \tau^2 dA} \quad \text{con} \quad \int_A \tau^2 dA \approx \sum \tau_i^2 b_w \Delta l_w$$

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550

$A_{sc} = 26 \phi 20, l_c = 110 \text{ cm}$

$A_{snc} = 26 \phi 12, l_{nc} = 330 \text{ cm}$

$N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 18721 \text{ kNm}$

Trascurando la presenza dello sforzo normale

$x = 116.6 \text{ cm} \quad (d_G = x)$

Quindi posso determinare le tensioni tangenziali

$$\tau = \frac{V S_x}{I_G b_w}$$

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550

$A_{sc} = 26 \phi 20, l_c = 110 \text{ cm}$

$A_{snc} = 26 \phi 12, l_{nc} = 330 \text{ cm}$

$N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 18721 \text{ kNm}$

Divido la sezione in strisce di altezza  $\Delta l_w = 5 \text{ cm}$

$$\sum \tau_i^2 b_w \Delta l_w = 67.71 \text{ kN}^2 \text{ cm}^2 \quad (\text{assumendo } V = 1000 \text{ kN})$$

Calcolo l'area resistente a taglio

$$A_v = \frac{V^2}{\int_A \tau^2 dA} = \frac{1000^2}{67.7} = 14770 \text{ cm}^2$$

Vedere foglio Excel "Sezione fessurata"

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550

$A_{sc} = 26 \phi 20, l_c = 110 \text{ cm}$

$A_{snc} = 26 \phi 12, l_{nc} = 330 \text{ cm}$

$N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 18721 \text{ kNm}$

Considerando la presenza dello sforzo normale

$x = 149.6 \text{ cm} \quad d_G = 119.4 \text{ cm}$

Determino le tensioni tangenziali

$$\tau = \frac{V S_x}{I_G b_w}$$

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550

$A_{sc} = 26 \phi 20, l_c = 110 \text{ cm}$

$A_{snc} = 26 \phi 12, l_{nc} = 330 \text{ cm}$

$N_{max} = -2491.5 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 18721 \text{ kNm}$

Divido la sezione in strisce di altezza  $\Delta l_w = 5 \text{ cm}$

$$\sum \tau_i^2 b_w \Delta l_w = 67.70 \text{ kN}^2 \text{ cm}^2 \quad (\text{assumendo } V = 1000 \text{ kN})$$

Calcolo l'area resistente a taglio

$$A_v = \frac{V^2}{\int_A \tau^2 dA} = \frac{1000^2}{67.7} = 14771 \text{ cm}^2$$

Non cambia rispetto al caso di flessione semplice (14771 cm<sup>2</sup>)

Vedere foglio Excel "Sezione fessurata"

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550,  $I_c = 110 \text{ cm}$ ,  $I_{nc} = 330 \text{ cm}$

Piano	$A_{sc}$	$A_{snc}$	M (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	
					Flessione semplice	Flessione composta
6	12 $\phi$ 20	22 $\phi$ 12	8414	-418.5	14761	14762
5	16 $\phi$ 20	22 $\phi$ 12	12162	-938.8	14797	14799
4	22 $\phi$ 20	22 $\phi$ 12	15910	-1459.5	14801	14804
3	26 $\phi$ 20	26 $\phi$ 12	18721	-1977.9	14770	14773
2	26 $\phi$ 20	26 $\phi$ 12	18721	-2491.5	14770	14771

Le aree resistenti a taglio sono praticamente identiche nei due casi, quindi si possono utilizzare quelle relative alla flessione semplice perché è più facile calcolarle

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550,  $I_c = 110 \text{ cm}$ ,  $I_{nc} = 330 \text{ cm}$

Piano	$A_{sc}$	$A_{snc}$	M (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	
					Flessione semplice	Flessione composta
6	12 $\phi$ 20	22 $\phi$ 12	8414	-418.5	14761	14762
5	16 $\phi$ 20	22 $\phi$ 12	12162	-938.8	14797	14799
4	22 $\phi$ 20	22 $\phi$ 12	15910	-1459.5	14801	14804
3	26 $\phi$ 20	26 $\phi$ 12	18721	-1977.9	14770	14773
2	26 $\phi$ 20	26 $\phi$ 12	18721	-2491.5	14770	14771

L'area resistente a taglio è maggiore del 50% di quello della sezione fessurata

$$0.5 A_v = 0.5 \frac{5}{6} A = 0.5 \times \frac{30 \times 550}{1.2} = 6875 \text{ cm}^2$$

### Parete 1x (30) - piano 2

Sezione 30x550,  $I_c = 110 \text{ cm}$ ,  $I_{nc} = 330 \text{ cm}$

Piano	$A_{sc}$	$A_{snc}$	M (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v/A$
6	12 $\phi$ 20	22 $\phi$ 12	8414	-418.5	14761	0.895
5	16 $\phi$ 20	22 $\phi$ 12	12162	-938.8	14797	0.897
4	22 $\phi$ 20	22 $\phi$ 12	15910	-1459.5	14801	0.897
3	26 $\phi$ 20	26 $\phi$ 12	18721	-1977.9	14770	0.895
2	26 $\phi$ 20	26 $\phi$ 12	18721	-2491.5	14770	0.895

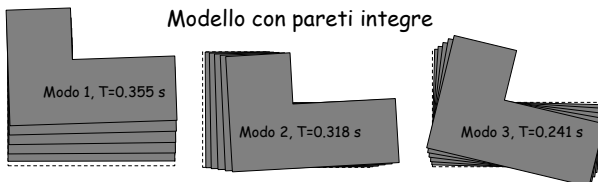
Nel modello di calcolo userò un'area resistente a taglio pari al 90% dell'area della sezione di calcestruzzo

$$0.9 A = 0.9 \times 30 \times 550 = 14850 \text{ cm}^2$$

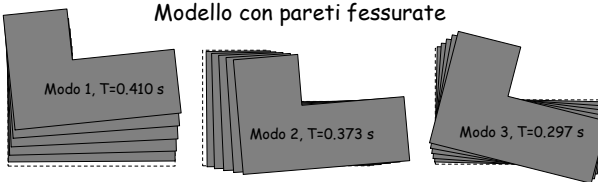
Comportamento strutturale  
con pareti fessurate

### Deformate modali

Modello con pareti integre



Modello con pareti fessurate



### Masse partecipanti

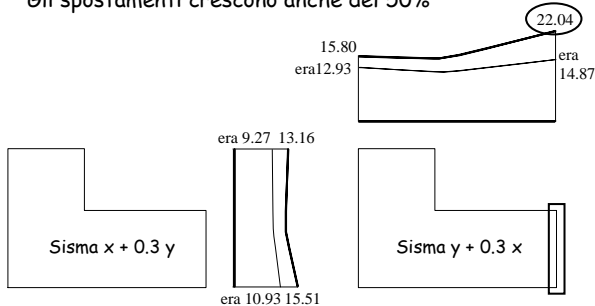
Sisma in direzione x			
Modo	1	2	3
Parete integra	0.0 %	72.7 %	1.1 %
Parete fessurata	0.23 %	72.1 %	1.5 %
Sisma in direzione y			
Modo	1	2	3
Parete integra	73.7 %	0.0 %	0.1 %
Parete fessurata	72.8 %	0.4 %	1.2 %

Il comportamento globale dovrebbe presentare una rotazione maggiore e gli spostamenti cresceranno

## Spostamenti

Per sisma y, adesso l'importanza della componente torsionale è maggiore

Gli spostamenti crescono anche del 50%



## Considerazioni

Poiché gli spostamenti sono cresciuti è opportuno rieseguire la verifica allo stato limite di danno

(consideriamo il telaio 12 che subisce i massimi spostamenti)

Occorre controllare come sono cambiate le caratteristiche della sollecitazione (taglio e momento flettente) delle pareti

(il controllo è importante soprattutto per la parete 1y posta sul lato destro dell'edificio che ha subito il massimo incremento di spostamento)

## Spostamento d'interpiano per SLV telaio n. 12 (pareti fessurate)

Il massimo spostamento d'interpiano si riscontra ancora al quinto piano

Piano	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	Y+0.3X
6	0.664	4.398	0.391	0.575	1.055	4.973	5.290
5	0.674	4.473	0.392	0.577	1.066	5.050	5.370
4	0.628	4.205	0.363	0.534	0.991	4.739	5.036
3	0.497	3.386	0.285	0.419	0.782	3.805	4.040
2	0.261	1.900	0.146	0.215	0.407	2.115	2.237

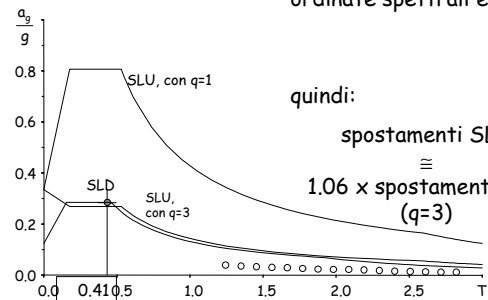
$$\text{SismaX} = Fx + M(Fx)$$

$$\text{SismaY} = Fy + M(Fy)$$

$$\text{Sisma} = \text{SismaY} + 0.3 \text{ SismaX}$$

## Spettri per SLU e SLD

per un periodo pari a circa 0.41 s il rapporto tra le ordinate spettrali è 1.06



quindi:

spostamenti SLD

$\equiv$  1.06 x spostamenti SLU (q=3)

## Verifica spostamenti per SLD

Spostamento relativo accettabile: 0.005 h

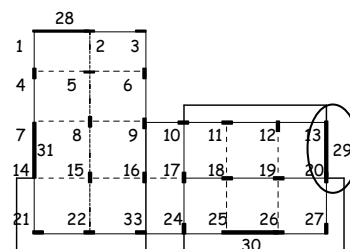
Nel caso in esame:  $0.005 \times 3200 = 16 \text{ mm}$

Spostamento relativo massimo, fornito dall'analisi:  $1.06 \times 5.4 = 5.7 \text{ mm}$  (al penultimo piano)

La verifica è ancora ampiamente soddisfatta e lo spostamento relativo rimane ben inferiore a quello dell'edificio con struttura intelaiata (9.6 mm)

## Cosa cambia per la parete 2y (29)

Controllo la parete posizionata sul lato con il massimo incremento di spostamento



### Taglio parete 2y (29) Effetto compressivo del sisma

Modello con pareti integre

Piano	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	X+0.3Y	Progetto
6	19.3	46.1	249.0	20.4	30.1	66.5	279.1	299.0	1308.2
5	13.3	96.9	614.2	48.1	70.8	145.1	685.0	728.5	1302.2
4	14.0	129.4	868.0	67.0	98.6	196.5	966.6	1025.5	1552.3
3	13.9	162.0	1087.1	81.0	119.2	243.0	1206.3	1279.2	1932.6
2	-2.7	213.9	1493.7	90.7	133.5	304.6	1627.2	1718.5	2580.5

Modello con pareti fessurate

Piano	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	X+0.3Y	Progetto
6	29.0	42.2	180.9	15.8	23.2	58.0	204.1	221.5	1302.9
5	20.7	87.8	521.4	44.9	66.0	132.6	587.4	627.2	1294.5
4	21.0	119.4	743.3	64.0	94.2	183.4	837.5	892.5	1359.8
3	20.6	147.9	929.2	78.7	115.8	226.6	1045.0	1113.0	1690.1
2	-2.6	183.1	1485.0	89.5	131.7	272.6	1616.7	1698.5	2550.3

### Taglio parete 2y (29) Effetto compressivo del sisma

Piano	Par. integre (1)	Par. fessurate (2)	Rapporto (2/1)
6	1308.2 kN	1302.9 kN	0.996
5	1302.2 kN	1294.5 kN	0.994
4	1552.3 kN	1359.8 kN	0.876
3	1932.6 kN	1690.1 kN	0.875
2	2580.5 kN	2550.3 kN	0.988

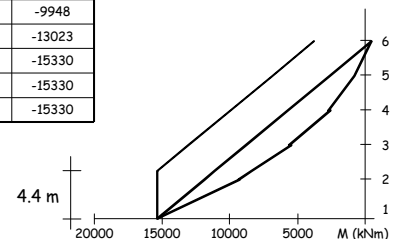
I valori del taglio della parete ottenuti con i due modelli sono simili (la differenza è variabile tra zero ed il 12%)

### Momento flettente parete 2y (29) - integra schemi di carico base

	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	Sisma X	Sisma Y	Sis.X+0.3SisY
6	128	37	255	21	30	57	285	303
5	66	-130	-624	-45	-66	-175	-690	-742
5	218	122	-520	-21	-30	-143	-550	-593
4	175	-353	-2143	-175	-257	-527	-2400	-2558
4	328	-320	-1887	-152	-224	-472	-2111	-2253
3	283	-672	-4476	-367	-539	-1039	-5015	-5327
3	436	-639	-4233	-347	-511	-986	-4744	-5039
2	392	-1095	-7537	-606	-892	-1702	-8429	-8940
2	547	-1072	-7369	-594	-873	-1665	-8243	-8742
1	557	-1781	-12609	-920	-1354	-2701	-13963	-14773

### Parete 2y (29) - fessurata Momento flettente di progetto

Piano	Inviluppo	Lineare	Traslato
6	431	431	-3499
5	-811	-2644	-6873
4	-2733	-5720	-9948
3	-5610	-8795	-13023
4.4 m		-11101	-15330
2	-9332	-11870	-15330
1	-15330	-15330	-15330



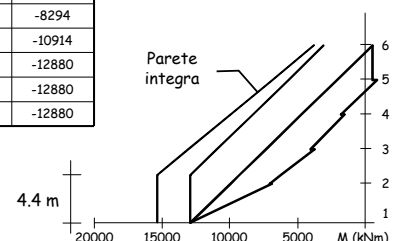
### Momento flettente parete 2y (29) - fessurata schemi di carico base

	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	Sisma X	Sisma Y	Sis.X+0.3SisY
6	116	55	362	32	47	87	409	436
5	24	119	445	-18	-27	138	472	513
5	162	133	621	20	30	154	651	697
4	96	-272	-1395	-123	-181	-395	-1577	-1695
4	237	-231	-1065	-87	-128	-318	-1193	-1288
3	170	-526	-3172	-292	-429	-817	-3601	-3847
3	314	-474	-2808	-259	-382	-734	-3190	-3410
2	248	-886	-5621	-511	-752	-1397	-6374	-6793
2	397	-849	-5360	-490	-721	-1339	-6081	-6483
1	407	-1452	-10600	-812	-1195	-2264	-11794	-12474

### Parete 2y (29) - fessurata Momento flettente di progetto

Piano	Inviluppo	Lineare	Traslato
6	552	552	-3052
5	537	-2069	-5673
4	-1791	-4690	-8294
3	-4017	-7311	-10914
4.4 m		-9276	-12880
2	-7040	-9932	-12880
1	-12880	-12880	-12880

Il momento è ovunque minore di circa il 15% nell'esempio



## Considerazioni

Poiché la rigidezza delle pareti è minore nel modello con pareti fessurate le sollecitazioni sismiche assorbite dalla parete si riducono. La riduzione è:

- uniforme per il momento flettente (circa il 15% nell'esempio)
- variabile per il taglio (tra zero ed il 12% per la parete considerata)

Domanda

Se l'effetto del sisma sulle pareti si riduce per effetto della fessurazione, cosa succede a travi e pilastri?