

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

San Ponziano, Spoleto  
aprile - settembre 2015

Organizzati da Aurelio Ghersi e APICE s.r.l.

Con il patrocinio di:  
Ordini degli ingegneri delle province di  
Perugia, Roma

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

**Le pareti in c.a. nella progettazione sismica  
e nell'intervento sull'esistente**

Spoleto  
4-5 giugno 2015

Aurelio Ghersi, Edoardo Marino

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

**Le pareti in c.a. nella progettazione sismica  
e nell'intervento sull'esistente**

Spoleto  
4-5 giugno 2015

1 - Introduzione

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

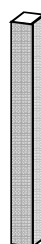
- Problemi relativi all'elemento strutturale "parete"
  - Comportamento
  - Modellazione
- Problemi relativi alla tipologia strutturale di edifici con pareti
  - Possibili tipologie
  - Comportamento
  - Modellazione

**Elemento strutturale**

**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

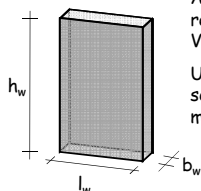
## Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra

Pilastro



Parete



Parete:

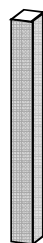
Asta che non rispetta i requisiti di De Saint Venant

Una dimensione della sezione è nettamente maggiore rispetto all'altra

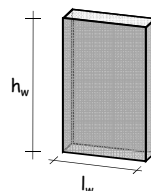
## Elemento strutturale "parete"

- Dalla trave di De Saint Venant alla piastra

Pilastro

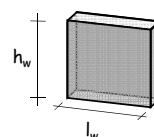


Parete snella



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



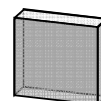
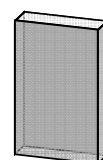
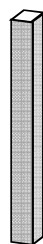
Esempio: trave realizzata come parapetto

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



## ... e quindi

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

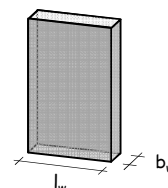
## Secondo la normativa: parete in cemento armato

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

Secondo le NTC 08 deve essere:

$$l_w > 4 b_w$$

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



NTC 08, punto 7.4.3.1

NTC 15, punto 7.4.4.5

## Secondo la normativa: parete in cemento armato

Nella bozza di normativa vi è una ulteriore distinzione tra:

- Parete semplice  
elemento con sezione rettangolare
- Parete composta  
elemento con sezione costituita da più rettangoli

Nel caso di parete composta si considera resistente l'anima parallela alla direzione del sisma ed una parte «efficace» delle ali ortogonali all'anima

NTC 15, punto 7.4.4.5

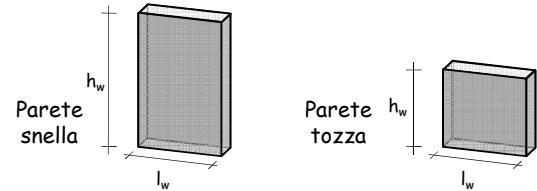
## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

Quando  $h_w \gg l_w$  (parete snella)

Gli effetti delle azioni sono simili a quelli delle travi

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

Sono necessari modelli ad hoc

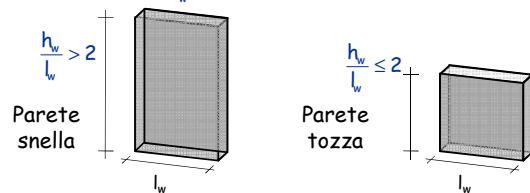


## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

Secondo le NTC 08 la parete è:

- snella quando  $\frac{h_w}{l_w} > 2$
- tozza quando  $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$

Limite convenzionale



NTC 08, punto 7.4.4.5.1

NTC 15, punto 7.4.4.5

## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

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

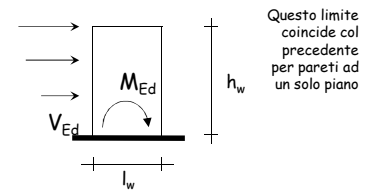
Pareti "snelle"

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

Pareti "tozze"

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

Il limite è utilizzato nella verifica a taglio-trazione



Questo limite coincide col precedente per pareti ad un solo piano

NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

NTC 15, punto 7.4.4.5.1

## Secondo la normativa: classificazione delle pareti

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

Pareti "snelle"

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

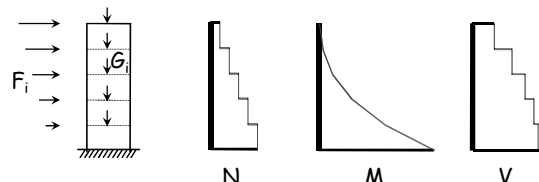
Pareti "tozze"

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

ATTENZIONE  
il parametro  $\alpha_s$  è un parametro globale della parete. Non ha senso parlare di valore di  $\alpha_s$  a un piano

NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

## Stato di sollecitazione: pareti snelle



Flessione composta

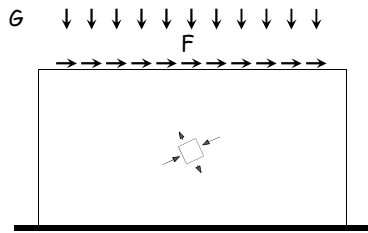
Sforzo normale dovuto ai carichi verticali

Momento flettente dovuto alle azioni orizzontali

Taglio

Dovuto alle azioni orizzontali

### Stato di sollecitazione: pareti tozze

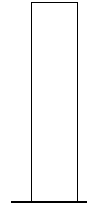


Si adottano i modelli di comportamento per elementi strutturali tozzi derivanti da:  
- analisi dello stato tensionale;  
- risultati della sperimentazione.

### Elemento strutturale

- L'elemento strutturale: definizioni dell'Eurocodice 8

#### Parete duttile



#### Parete duttile:

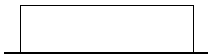
parete incastrata alla base in modo tale che non sia permessa rotazione relativa della base rispetto al resto del sistema strutturale, che è progettata e dotata di dettagli locali per dissipare energia in una zona con cerniera plastica flessionale appena sopra la sua base

Eurocodice 8, punto 5.1.2

### Elemento strutturale

- L'elemento strutturale: definizioni dell'Eurocodice 8

#### Parete debolmente armata



#### Parete debolmente armata:

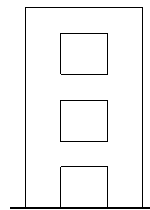
parete con grandi dimensioni trasversali, cioè una dimensione orizzontale  $l_w$  almeno uguale a 4.00 m o due terzi dell'altezza  $h_w$  della parete, che ci si aspetta sviluppi una fessurazione ed un comportamento inelastico limitati sotto la situazione sismica di progetto

Eurocodice 8, punto 5.1.2

### Elemento strutturale

- L'elemento strutturale: definizioni dell'Eurocodice 8

#### Pareti accoppiate



#### Pareti accoppiate:

elemento strutturale costituito da due pareti singole connesse secondo uno schema regolare da travi adeguatamente duttili, in grado di ridurre almeno del 25% la somma dei momenti flettenti alla base delle singole pareti pensate come non collaboranti

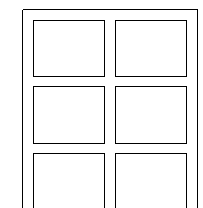
Eurocodice 8, punto 5.1.2

### Tipologia strutturale

### Tipologia strutturale

- La tipologia strutturale: definizioni dell'Eurocodice 8

#### Sistema a telaio



#### Sistema a telaio:

sistema strutturale nel quale i carichi sia laterali che verticali sono sopportati principalmente da telai spaziali (insiemi tridimensionali di travi e pilastri) la cui resistenza a taglio alla base dell'edificio è maggiore del 65% della resistenza a taglio dell'intero sistema strutturale

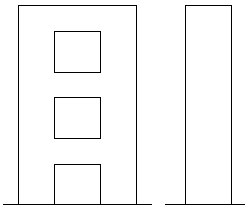
Eurocodice 8, punto 5.1.2



## Tipologia strutturale

- La tipologia strutturale: definizioni dell'Eurocodice 8

### Sistema a pareti



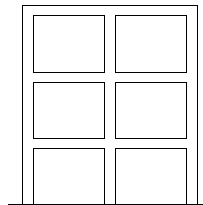
Sistema a pareti:  
sistema strutturale nel quale i carichi laterali sono sopportati principalmente da pareti la cui resistenza a taglio alla base dell'edificio è maggiore del 65% della resistenza a taglio dell'intero sistema strutturale

Eurocodice 8, punto 5.1.2

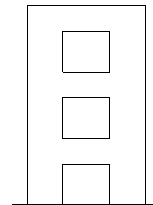
## Tipologia strutturale

- Dal telaio alle singole pareti

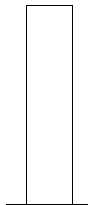
### Telaio



### Pareti accoppiate



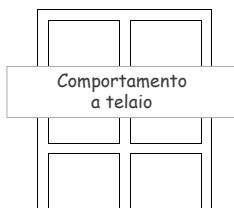
### Pareti singole



## Tipologia strutturale

- Dal telaio alle singole pareti

### Telaio



### Pareti accoppiate



### Pareti singole



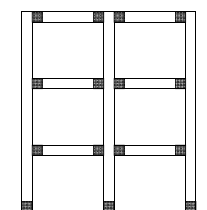
## ... e quindi

- 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
- 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 meccanismo di collasso

- Il meccanismo di collasso è legato alla tipologia

### Telaio

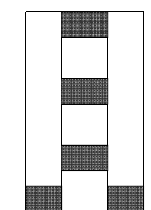


Telaio:  
Formazione di cerniere agli estremi delle travi (e al piede dei pilastri del primo ordine)  
Meccanismo molto dissipativo, buona duttilità globale

## Tipologia strutturale meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

### Pareti accoppiate

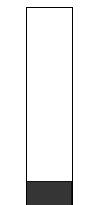


Pareti accoppiate:  
Completa plasticizzazione delle travi di accoppiamento (e della sezione di base delle pareti)  
Meccanismo molto dissipativo, buona duttilità globale

### Tipologia strutturale meccanismo di collasso

- Dal telaio alle singole pareti

Pareti  
singole



Pareti singole:

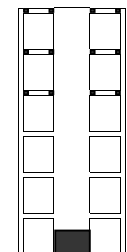
Plasticizzazione della sezione di base delle pareti, con rischio di rottura a taglio (da evitare)

Meccanismo poco dissipativo, modesta duttilità globale

### Tipologia strutturale 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>8</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*;

NTC 08, punto 7.4.3.1

### Secondo la normativa: classificazione delle tipologie

- **strutture a telaio**, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- **strutture a pareti**, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti (v. § 7.4.4.5), aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale; le pareti, a seconda della forma in pianta, si definiscono semplici o composte (v. § 7.4.4.5), a seconda della assenza o presenza di opportune "travi di accoppiamento" duttili distribuite in modo regolare lungo l'altezza, si definiscono singole o accoppiate;
- **strutture miste telaio-pareti**, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di **strutture miste equivalenti a telai**, altrimenti si parla di **strutture miste equivalenti a pareti**;

Piccole differenze

NTC 15, punto 7.4.3.1

### 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

$$q = q_0 K_R$$

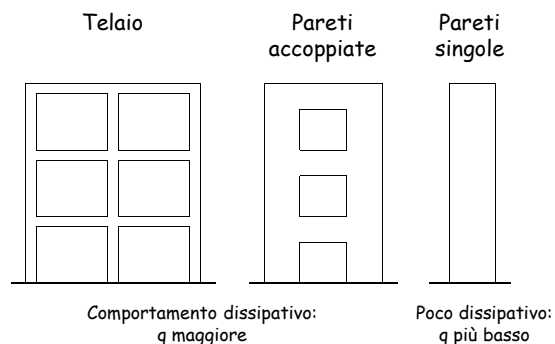
NTC 08, punto 7.3.1

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

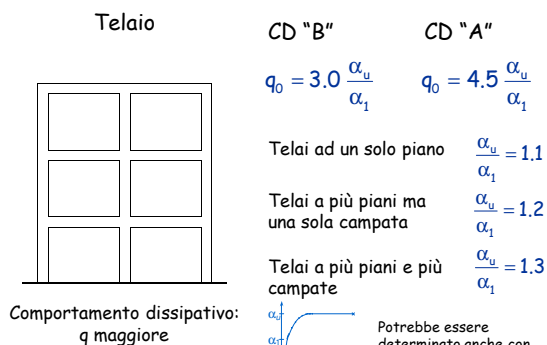
- Classe di duttilità alta: CD "A"
  - Per garantire questa duttilità, richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo ed impone dettagli costruttivi più severi
  - Ha senso usarla per strutture a telaio e per strutture a pareti accoppiate
- Classe di duttilità media: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

NTC 08, punto 7.2.1

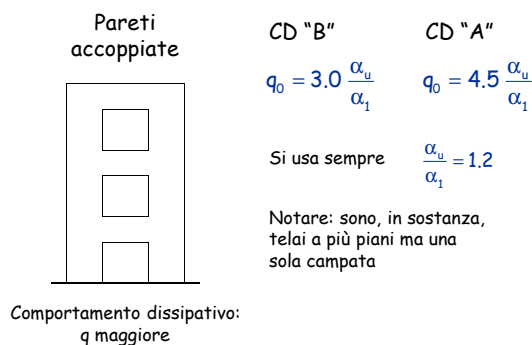
## Comportamento e fattore di struttura $q$



## Comportamento e fattore di struttura $q$

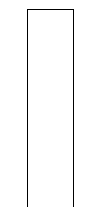


## Comportamento e fattore di struttura $q$



### Comportamento e fattore di struttura $q$

Pareti  
singole



Poco dissipativo:  
 $q$  più basso

CD "B"

$$q_0 = 3.0$$

Solo due pareti per  
ogni direzione

Più di due pareti per  
ogni direzione

CD "A"

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

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

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

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

- Influenza della regolarità

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

- Ma sulla regolarità c'è molto da discutere;  
ad esempio:
  - Influenza del comportamento mutuo telai-pareti

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

- Ulteriori indicazioni:

Qualora nella costruzione siano presenti pareti di calcestruzzo armato, per prevenirne il collasso fragile, i valori di  $q_0$  devono essere ridotti mediante il fattore  $k_w$ , con:

$$k_w = \begin{cases} 1.00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0.5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove  $\alpha_0$  è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezza totale (dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base fino alla sommità) e lunghezza 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, come lunghezza, la somma delle lunghezze.

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

NTC 08, punto 7.4.3.2

NTC 15, punto 7.3.1

### 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: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni

## Le pareti in c.a. nella progettazione sismica e nell'intervento sull'esistente

Spoletto  
4-5 giugno 2015

### 2 - Edifici con pareti solo al primo livello: problemi specifici

## 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)

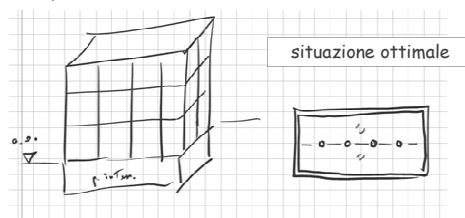
La nuova bozza di normativa ribadisce il concetto: Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidità rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

NTC 15, punto 7.2.1

## Tipologia in esame

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

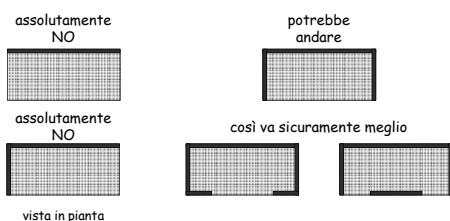
- Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato



## Tipologia in esame

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

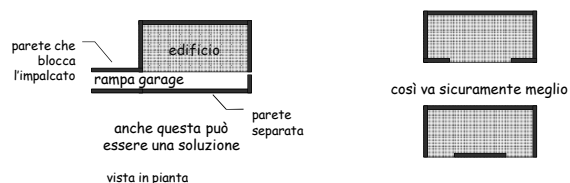
- Le pareti devono costituire una scatola rigida che impedisce spostamenti e rotazioni del primo impalcato



## 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

### Pareti estese debolmente armate

- Definizione di normativa

La nuova bozza di normativa chiarisce meglio il concetto:

Una struttura a pareti è da considerarsi come **struttura a pareti estese debolmente armate** se le pareti sono caratterizzate da un'estensione a buona parte del perimetro della pianta strutturale e sono dotate di idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare. Inoltre, nella direzione orizzontale d'interesse, la struttura deve avere un periodo fondamentale, in condizioni non fessurate e calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a  $T_c$

NTC 15, 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")

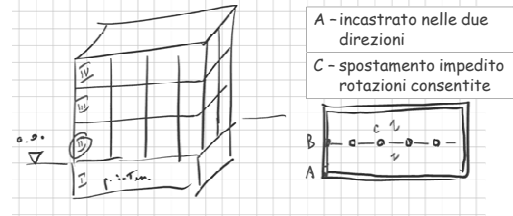
- Fattore di struttura: come per una qualsiasi struttura a telaio
- Nel modello geometrico (e nel giudizio sulla regolarità) fare attenzione al diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

## 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)



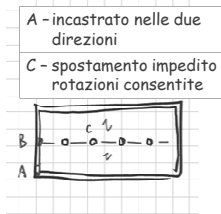
## Edifici con pareti presenti solo al primo livello

- Modello geometrico e fattore di struttura

Struttura a telaio sovrastante

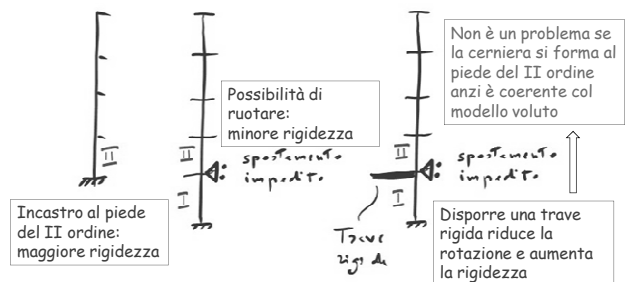
- Diverso comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

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



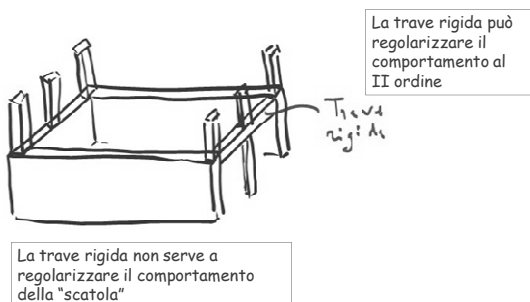
## Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento



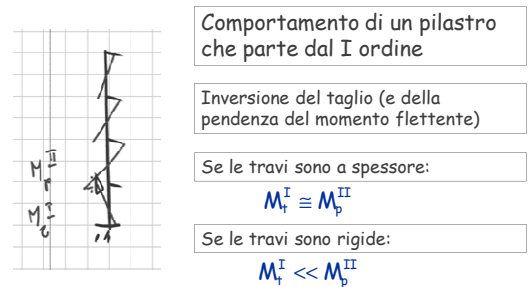
## Comportamento dei pilastri in funzione del vincolo al piede (del 2° ordine)

- Modellazione e comportamento



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

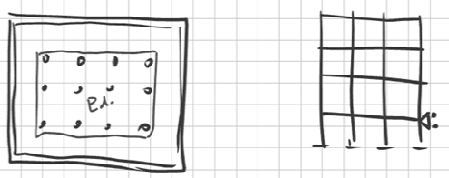
- Modellazione e comportamento





## Edifici con base molto più estesa

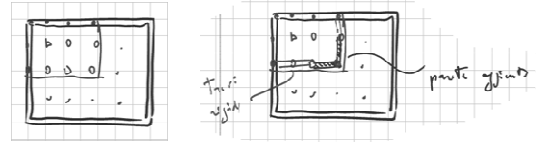
- Con l'edificio in posizione simmetrica



- Problemi:
  - Maggiori sollecitazioni nell'implacato
  - 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

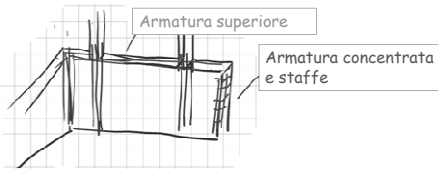


Possibile soluzione

- 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)



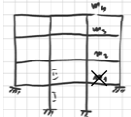
## Calcolo e armature pareti

- 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 la relazione secondo il capitolo 10) può essere fatta con un piano in meno
  - Nella ripartizione del taglio tra i pilastri occorre tenere conto della differenza di rigidità dovuta al diverso grado di vincolo al piede del II ordine



Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni

**Le pareti in c.a. nella progettazione sismica  
e nell'intervento sull'esistente**

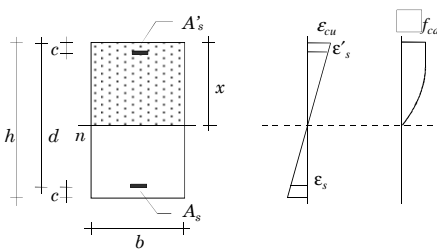
Spoletto  
4-5 giugno 2015

**3 - L'elemento parete: flessione composta**

**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

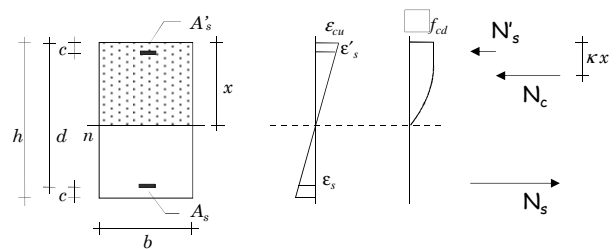
**Verifica a flessione composta**  
procedimento



**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)

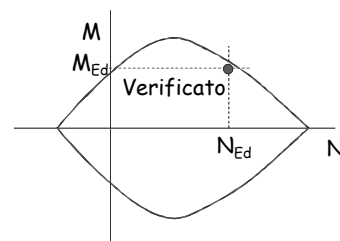
Poi calcolare  $M_{Rd}$ , con equilibrio alla rotazione

**Flessione composta**  
breve richiami

2. 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  $M_{Rd} - N_{Rd}$

**Dominio di resistenza**  
per la verifica

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



### Flessione composta brevi richiami

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

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

$$N_{c,max} = A_c f_{cd}$$

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

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

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

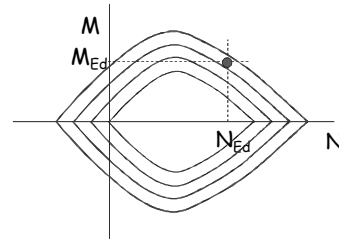
$$v_M = 0.48$$

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

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

### Dominio 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 per le pareti Cosa cambia?

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



concentrata  
agli estremi  
(su più strati)



distribuita  
uniformemente



un po' distribuita e  
un po' concentrata

### Distribuzione dell'armatura e proprietà della parete

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

### Studio di Cardenas e Magura

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

- Momento resistente
- Duttilità disponibile

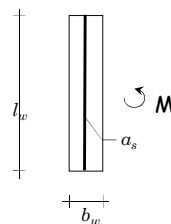
Considera sezioni con diverse quantità d'armatura

Considera due distribuzioni di armature

- Distribuita uniformemente
- Concentrata prevalentemente alle estremità

### Studio di Cardenas e Magura procedimento

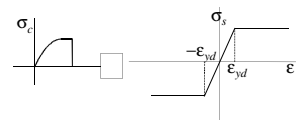
- Si considera nullo lo sforzo normale
- Si fa crescere il momento flettente fino al collasso



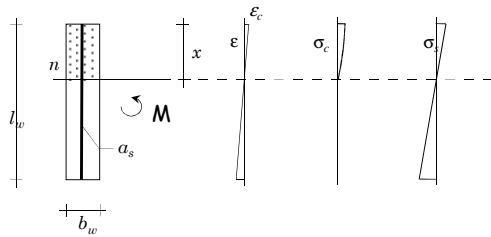
Sezione:  $b_w = 20 \text{ cm}$ ,  $l_w = 500 \text{ cm}$

Materiali: Calcestruzzo C25/30  
Acciaio B450

Legami  $\sigma - \epsilon$

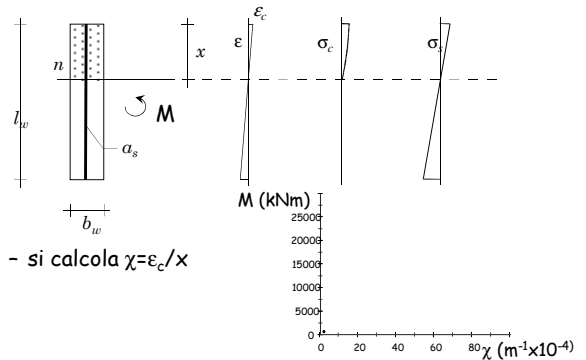


### Studio di Cardenas e Magura procedimento

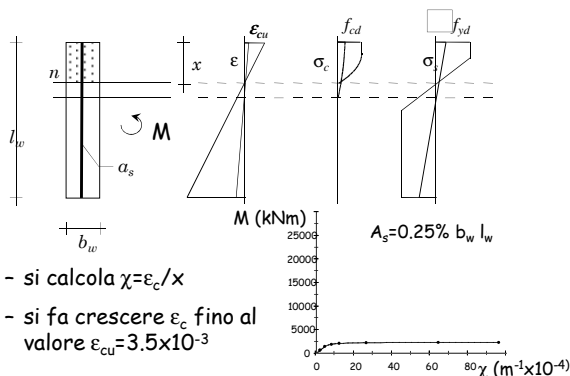


- si assegna  $\epsilon_c$ ;
- si determina  $x$  con equilibrio alla traslazione;
- si calcola il momento  $M$  corrispondente.

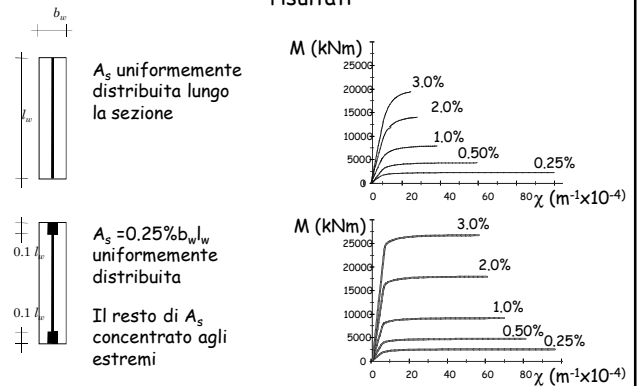
### Studio di Cardenas e Magura procedimento



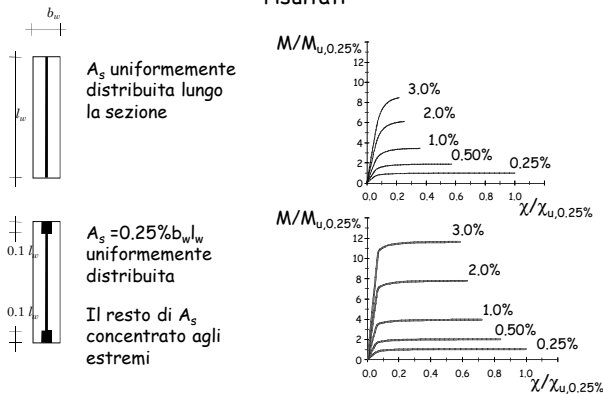
### Studio di Cardenas e Magura procedimento



### 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



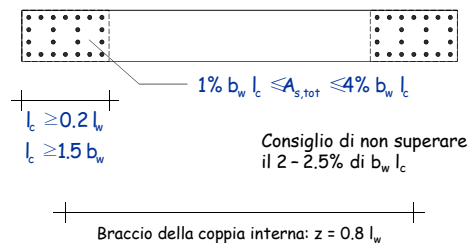
Conviene concentrare l'armatura alle estremità

### 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

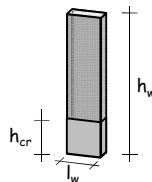
È quella parte della parete che sarà interessata dalle deformazioni plastiche, ovvero ...

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

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

$h_{cr} \leq h_1$  piano per edifici fino a 6 piani

$h_{cr} \leq h_2$  piani edifici con più di 6 piani



NTC 08, punto 7.4.6.2.4

## Indicazioni di normativa zone di estremità

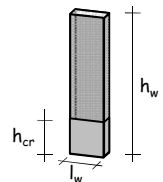
- Le prescrizioni valgono per la "zona critica" della parete

### 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 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%  $A_{c,tesa}$ , ovvero 0.3%  $A_{c,tot}$ . Questa flessione è però in genere trascurabile

NTC 08, punto 7.4.6.2.4

## Indicazioni di normativa altre prescrizioni

### 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

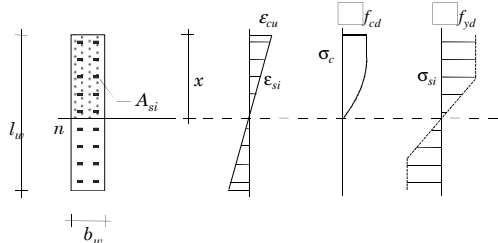
### In tutta la parete

- 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

NTC 08, punto 7.4.6.2.4

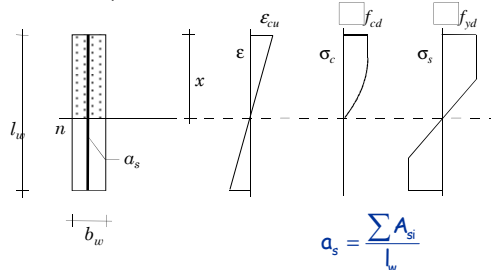
### Verifica a flessione composta per le pareti

- 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

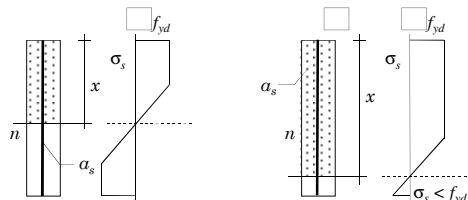
- Se vi è solo armatura diffusa lungo la parete, per semplificare i calcoli questa può essere pensata come uniformemente distribuita



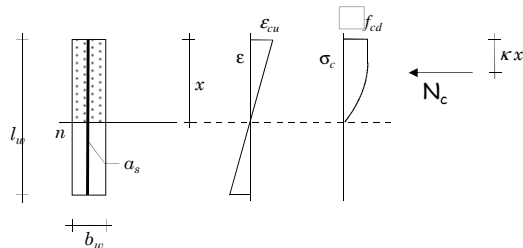
### Verifica a flessione composta per le pareti

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



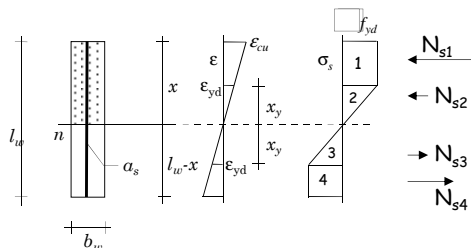
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata



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

per sezione rettangolare,  $\beta = 0.810$

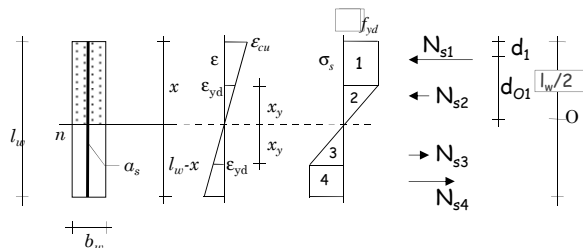
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata



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

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

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



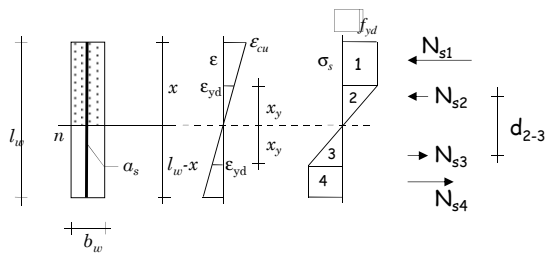
$$N_{s1} = -a_s (x - x_y) f_{yd}$$

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

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



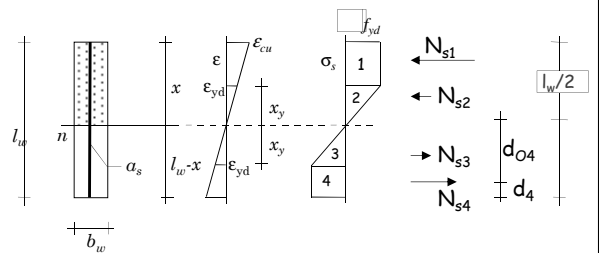
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata



$$N_{s2} = -\frac{1}{2} a_s x_y f_{yd} \quad d_{2-3} = \frac{4}{3} x_y$$

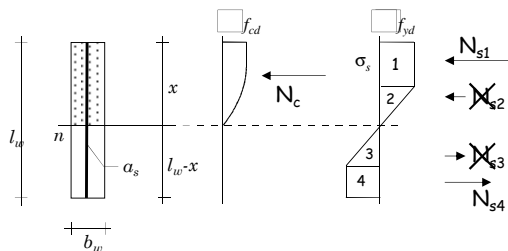
$$N_{s3} = -N_{s2} = \frac{1}{2} a_s x_y f_{yd}$$

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



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

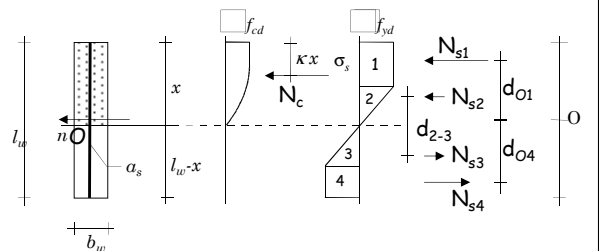
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa snervata



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,  $k = 0.416$

### 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:

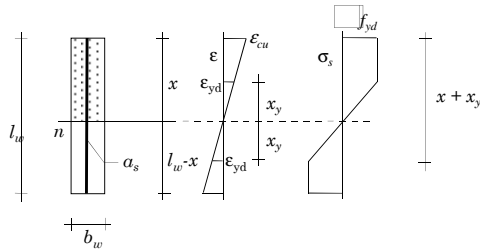
$$\epsilon_s = \frac{l_w - x}{x} \epsilon_{cu} = \frac{400 - 81.0}{81.0} \times 3.5 \times 10^{-3} = 13.8 \times 10^{-3}$$

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:

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

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

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

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

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

### Esempio 1 calcolo del momento resistente

• Si ha:

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

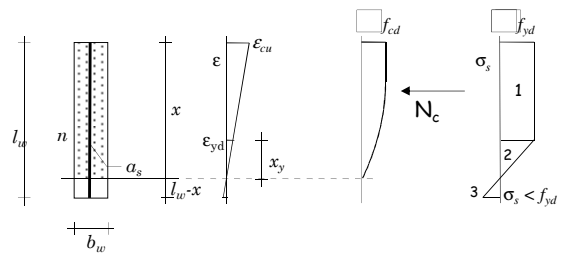
$$d_{2-3} = \frac{4}{3} x_y = \frac{4}{3} 43.1 = 57.5 \text{ cm}$$

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

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

la sezione è verificata

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

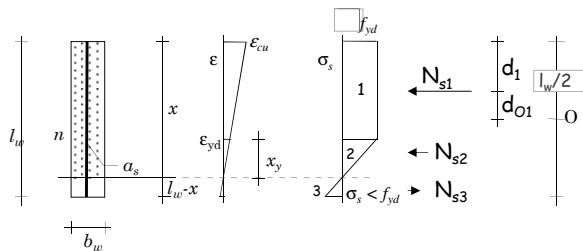


$x_y$  ed  $N_c$  si calcolano come nel caso precedente

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

$$N_c = -\beta b x f_{cd} \quad \beta = 0.810$$

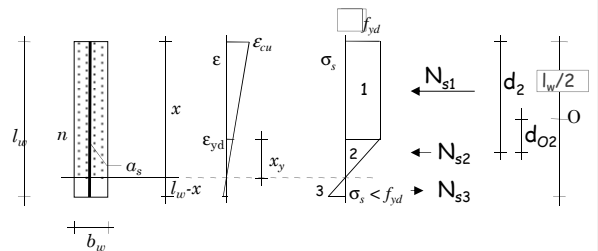
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa non snervata



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

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

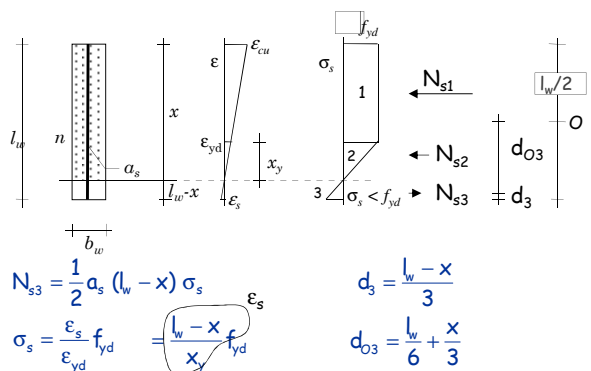
### Verifica a flessione composta armatura in zona tesa non snervata



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

$$N_{s2} = -\frac{1}{2} a_s x_y f_{yd} \quad d_2 = x - \frac{2}{3} x_y \quad d_{02} = x - \frac{2}{3} x_y - \frac{l_w}{2}$$

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



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



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

... che con qualche passaggio diventa:

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

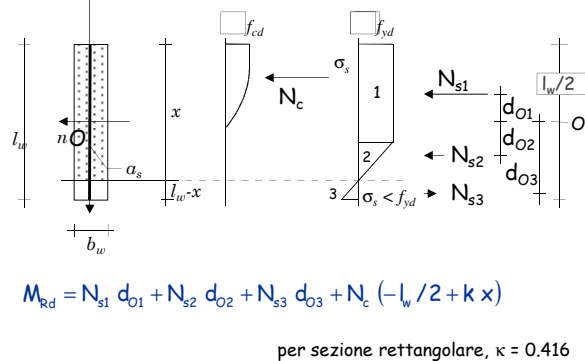
ovvero  $A x^2 + B x + C = 0$

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



### Esempio 2

armatura in zona tesa non snervata ?

Parete 30x400	Calcestruzzo C25/30
30 Ø 12	Acciaio B450C
$A_{s, tot} = 33.9 \text{ cm}^2$	$N_{Ed} = -10000 \text{ kN}$
$a_s = 8.48 \text{ cm}^2/\text{m}$	$M_{Ed} = 4500 \text{ kNm}$

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 2

individuazione dell'asse neutro

• Se l'armatura tesa è snervata

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

### 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:

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

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

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

... 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:

$$d_{01} = \frac{x - x_y - l_w}{2} = \frac{276.0 - 129.1 - 400}{2} = -135.5 \text{ cm}$$

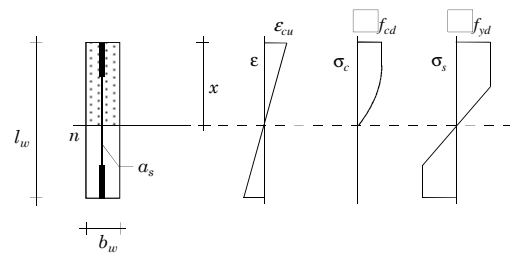
$$d_{02} = x - \frac{2}{3} x_y - \frac{l_w}{2} = 276.0 - \frac{2}{3} 146.9 - \frac{400}{2} = -22.0 \text{ cm}$$

$$d_{03} = \frac{l_w}{6} + \frac{x}{3} = \frac{400}{6} + \frac{276.0}{3} = 158.7 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = N_{s1} d_{01} + N_{s2} d_{02} + N_{s3} d_{03} + N_c (-l_w/2 + k x) = 9002.9 \text{ kNm}$$

la sezione è verificata

### Parete con armatura non uniforme



Le relazioni analitiche per il calcolo della posizione dell'asse neutro e del momento resistente diventano complesse, ma si può operare per via numerica

### 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

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

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

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

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

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

$$v_M = 0.48$$

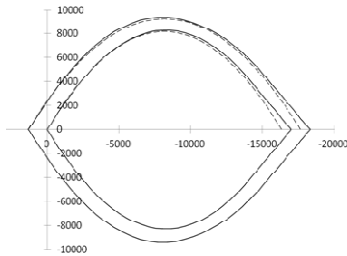
$$m = 2$$

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

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

### Confronto per armatura diffusa formula approssimata - valori esatti

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



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

È possibile utilizzare formule approssimate  
(vedi: A. Ghersi, Il cemento armato, 2010, pag. 306 e seguenti;  
A. Ghersi, P. Lenza, Edifici antisismici in c.a., 2009, pag. 217-218)

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

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  $0.2 l_w$

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

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

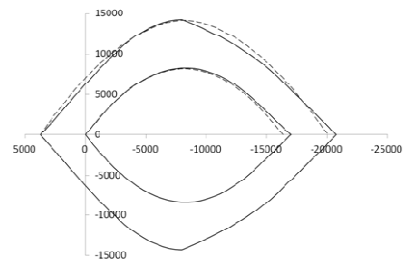
$$M_{c,max} = 0.12 b_w l_w^2 f_{cd} \quad M_{s,max} = 0.8 A_{s,estr} l_w f_{yd}$$

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

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

### Confronto per armatura concentrata formula approssimata - valori esatti

- Sezione  $30 \times 400$ , 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)

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

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

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

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

$$M_{c,max} = 0.12 b_w l_w^2 f_{cd} \quad M_{s-e,max} = 0.8 A_{s,estr} l_w f_{yd} \quad M_{s-p,max} = 0.2 A_{s,par} l_w f_{yd}$$

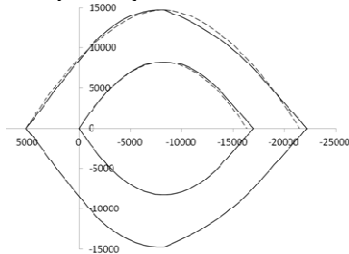
$$v_M = 0.48 \quad m = 1 + \frac{1}{1 + 2 N_{s-e,max} / N_{c,max}}$$

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

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

### Confronto per armatura concentrata formula approssimata - valori esatti

- Sezione 30x400, con  $A_{s,estr}=2\%$  e armatura distribuita 12Ø16:  
differenze tra formula approssimata (in rosso) e valori esatti (in nero)



### Progetto dell'armatura a flessione composta

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

### Progetto dell'armatura a flessione composta

- Momento flettente che può portare il calcestruzzo

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

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

- 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 Ø12/25 (14.7 cm² 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 Ø12/25 (14.7 cm² 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

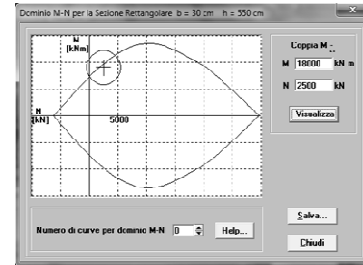
$$A_{s,estr} = \frac{M_{Ed} - M_{Rd(c,N)} - M_{Rd(s-p)}}{0.8 l_w f_{yd}} =$$

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

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



### Indicazioni bozza NTC 2015 zone di estremità

Valgono i limiti stabiliti per i pilastri

	CD "A"	CD "B"
Diametro staffe:	$\phi_w \geq \max(6 \text{ mm}, 0.4 \phi_{l,max})$	$\phi_w \geq 6 \text{ mm}$
Passo staffe:	$s \leq 1/3 \text{ lato minore}$	$s \leq 1/2 \text{ lato minore}$
Per barre $\phi 20$ e $b_w = 30 \text{ cm}$	$s \leq 12.5 \text{ cm}$ $s \leq 6 \phi_l$	$s \leq 17.5 \text{ cm}$ $s \leq 8 \phi_l$

Ed inoltre ...

NTC 15, punto 7.4.6.2.4

### Indicazioni bozza NTC 2015 zone di estremità

... se si vuole evitare una verifica esplicita di duttilità

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \epsilon_{yd} \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$\omega_{wd}$  rapporto meccanico di armatura trasversale

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume staffe}}{\text{volume nucleo di calcestruzzo}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

NTC 15, punto 7.4.6.2.4

### Indicazioni bozza NTC 2015 zone di estremità

... se si vuole evitare una verifica esplicita di duttilità

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \epsilon_{yd} \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$\alpha$  Coefficiente di efficacia del confinamento

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s \quad \alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_o h_o} \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2 h_o}\right)$$

$b_o, h_o$  dimensioni del nucleo confinato

$b_i$  distanza tra due barre consecutive "contenute"

$s$  passo delle staffe

NTC 15, punto 7.4.6.2.4

### Indicazioni bozza NTC 2015 zone di estremità

... se si vuole evitare una verifica esplicita di duttilità

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \epsilon_{yd} \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$\mu_\phi$  domanda di duttilità attesa

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1.5 (2q - 1) & \text{se } T_1 \geq T_c \\ 1.5 \left(1 + 2(q - 1) \frac{T_c}{T_1}\right) & \text{se } T_1 < T_c \end{cases}$$

NTC 15, punto 7.4.6.2.4

## Indicazioni bozza NTC 2015 zone di estremità

... se si vuole evitare una verifica esplicita di duttilità

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \epsilon_{yd} \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$v_d$  sforzo normale adimensionalizzato

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$$

$\omega_v$  rapporto meccanico di armatura longitudinale al di fuori degli elementi di bordo

$$\omega_v = \rho_v \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

NTC 15, punto 7.4.6.2.4

Vedere foglio Excel "StaffeDuttilitàParete.xls"

## Verifica esplicita di duttilità Indicazioni bozza NTC 2015

Nella zona critica della parete, la domanda di duttilità attesa:

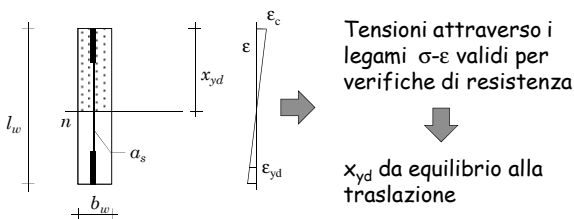
$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1.5 (2q - 1) & \text{se } T_1 \geq T_c \\ 1.5 \left( 1 + 2(q - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{se } T_1 < T_c \end{cases}$$

Deve essere inferiore alla duttilità disponibile:

$$\mu_{\phi u} = \frac{\phi_u}{\phi_{yd}}$$

NTC 15, punto 7.4.4.5.2

## Duttilità disponibile Indicazioni bozza NTC 2015



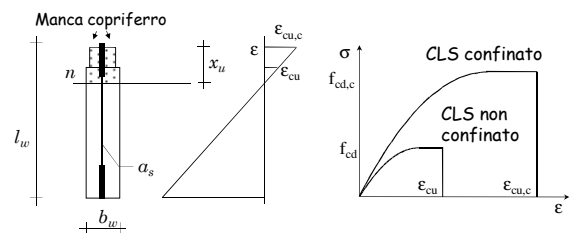
Curvatura allo snervamento

$$\phi'_{yd} = \frac{\epsilon_c}{x_{yd}}$$

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M_{yd} \phi'_{yd}}$$

NTC 15, punto 7.4.4.5.2 e 4.1.2.3.4.2

## Duttilità disponibile Indicazioni bozza NTC 2015



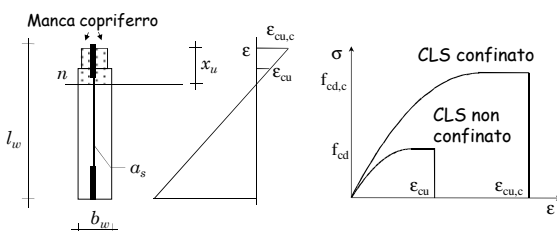
$$f_{cd,c} = f_{cd} (1 + 5.0 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0.05 f_{ck}$$

$$f_{cd,c} = f_{cd} (1.125 + 2.5 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 > 0.05 f_{ck}$$

$\sigma_2$  tensione di confinamento

NTC 15, punto 7.4.4.5.2 e 4.1.2.3.4.2

## Duttilità disponibile Indicazioni bozza NTC 2015



$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2$$

$$\epsilon_{cu,c} = \epsilon_{cu} + 0.2 \sigma_2 / f_{ck}$$

$\sigma_2$  tensione di confinamento

NTC 15, punto 7.4.4.5.2 e 4.1.2.3.4.2

## Tensione di confinamento Indicazioni bozza NTC 2015

$$\sigma_2 = \alpha \sigma_1$$

$$\sigma_1 = \sqrt{\sigma_{1,x} \cdot \sigma_{1,y}}$$

$$\sigma_{1,x} = \frac{A_{st,x} f_{yk}}{b_y s}$$

$$\sigma_{1,y} = \frac{A_{st,y} f_{yk}}{b_x s}$$

$A_{st,x}$  e  $A_{st,y}$

Area dei bracci delle staffe paralleli ad x ed y

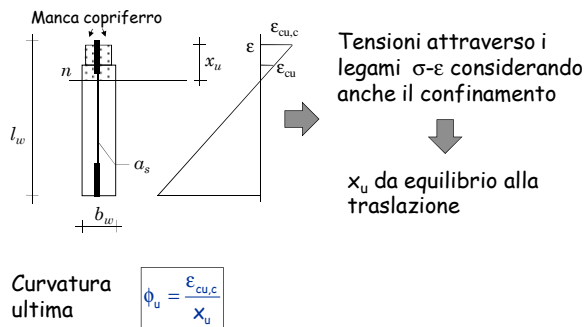
$b_y$  e  $b_x$

Dimensioni del nucleo confinato nelle direzioni corrispondenti ai bracci

NTC 15, punto 7.4.4.5.2 e 4.1.2.3.4.2



## Duttibilità disponibile Indicazioni bozza NTC 2015



NTC 15, punto 7.4.4.5.2 e 4.1.2.3.4.2

## Esempio numerico

Parete 30x400

$A_{sw} = 12 \text{ } \varnothing 16$

$A_{sc} = 20 \text{ } \varnothing 18$

$l_c = 80 \text{ cm}$

Calcestruzzo C25/30

Acciaio B450C

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

Duttibilità attesa ( $q=3$ ,  $T_1 = 0.4 \text{ s}$ ,  $T_c=0.5 \text{ s}$ )

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1.5(2q-1) & \text{se } T_1 \geq T_c \\ 1.5\left(1+2(q-1)\frac{T_c}{T_1}\right) & \text{se } T_1 < T_c \end{cases} \Rightarrow \mu_\phi = 9$$

Vedere foglio Excel "CalcoloDuttibilità"

## Esempio numerico

### Proprietà del calcestruzzo confinato

$f_{ck}$	25 MPa	$E_{psCu}$	0.00350	$f_{ck,c}$	25.4 MPa	$E_{psCu,c}$	0.01052
$f_{cd}$	14.2 MPa	$E_{psC2}$	0.00200	$f_{cd,c}$	16.7 MPa	$E_{psC2,c}$	0.00276
$f_{yk}$	450 MPa	$E_{ps1d}$	0.00186	$\sigma_2$	0.88 MPa		
$f_{yd}$	591.3 MPa			$\alpha$	0.6		
$E_s$	210000 MPa			$\sigma_1$	1.46 MPa		
				$\sigma_{1,x}$	1.20 MPa		
				$\sigma_{1,y}$	1.79 MPa		
				$A_{st,x}$	2.00 cm <sup>2</sup>		
				$A_{st,y}$	1.00 cm <sup>2</sup>		
				$s$	10 cm		
				$b_y$	75.2 cm		
				$b_x$	25.2 cm		
				ricop.	20 mm		
				$\phi_{ol}$	8 mm		

Vedere foglio Excel "CalcoloDuttibilità"

## Esempio numerico

### Calcolo della duttibilità disponibile e verifica

Per calcolo MRd		Per calcolo $\phi_y$		Per calcolo $\phi_u$			
X	73.9 cm	X	146.2 cm	Xu	66.3 cm		
		EpsC	-0.0013				
						Duttibilità attesa	
						q	3 s
						T <sub>1</sub>	0.4 s
						T <sub>c</sub>	0.5
Nr	-2541.3 kN	Nr	-3170.1 kN	Nr	-2430.7 kN	$\mu_\phi$	9
Ns1	-13493.3 kN	Ns1	-625.0 kN	Ns1	-1603.9 kN		
Ns2	2830.6 kN	Ns2	2745.1 kN	Ns2	3034.6 kN		
Somma	-10000.0 kN	Somma	-1000.0 kN	Somma	-1000.0 kN		
						Capacità	
MRd	9850.5 kNm	$\phi_y$	0.00087 m <sup>-1</sup>	$\phi_u$	0.01586 m <sup>-1</sup>	$\mu_\phi$	17.6
		M <sub>yd</sub>	9524.2 kNm	$\epsilon_{s(l-c)}$	0.00154		
		$\phi_y$	0.00090 m <sup>-1</sup>	$\epsilon_{s(lw)}$	0.0523		

Vedere foglio Excel "CalcoloDuttibilità"

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni

## Le pareti in c.a. nella progettazione sismica e nell'intervento sull'esistente

Spoletto  
4-5 giugno 2015

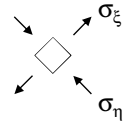
### 4 - L'elemento parete: taglio

## 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  $45^\circ$

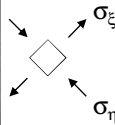


## Taglio breve richiami



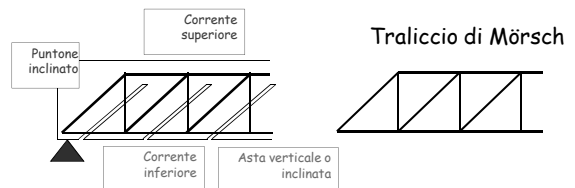
foto M. Dasasso

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



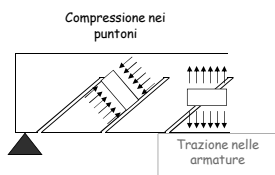
## Taglio breve richiami

- 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



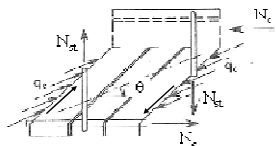
Campi di tensione

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



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

È questo il modello previsto dalla normativa corrente

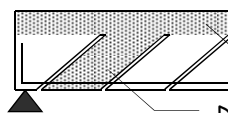
### Taglio breve richiami

- Modello "normale"
  - Quando le armature a taglio si snervano rimangono il corrente compresso e i puntone 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



Dorso del pettine

Dente del pettine

### 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  $45^\circ$

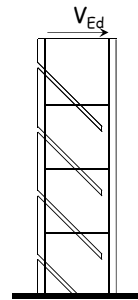
Indicazioni specifiche sono fornite per gli edifici di classe di duttilità "A", che richiedono maggiore duttilità

### 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



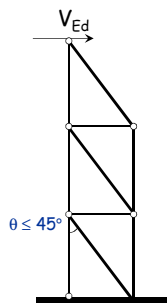
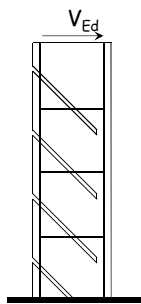
Attraverso l'analisi di:

- 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

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



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

$\alpha_c$  tiene conto della compressione

$\alpha_c = 1$  in assenza di compressione

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

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

$$\alpha_c = 2.5 \left( 1 - \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \quad \text{per } 0.5 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 1$$

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

NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2

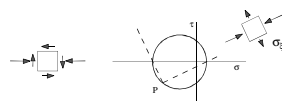
## Resistenza dell'armatura a taglio trazione dell'armatura d'anima

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

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

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

Classe di duttilità A

$$\cot \theta = 1$$

ridurre  $V_{Rd,max}$  col fattore 0.4 nelle zone critiche

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?

## Cosa cambia con la Bozza NTC 2015 pareti snelle

Uguali prescrizioni per le due classi di duttilità

• Si assume  $\cot \theta = 1$

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

• Nelle zone critiche

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

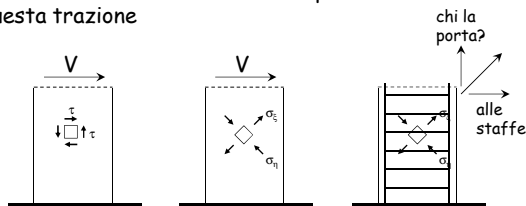
## Taglio problemi particolari

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

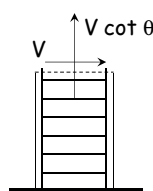
- Nel modello di De Saint Venant il taglio genera tensioni tangenziali  $\tau$  e quindi tensioni principali di trazione a  $45^\circ$
- Le staffe assorbono solo una componente di questa trazione



## Taglio

la componente longitudinale della trazione

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

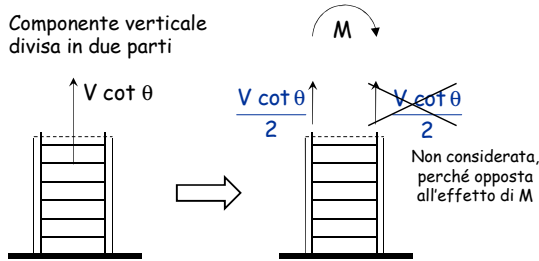


- Sono stati sviluppati modelli diversi per assorbire questa trazione
  - armature concentrate all'estremità della sezione
  - armature diffuse lungo l'anima

### Taglio

la componente longitudinale della trazione

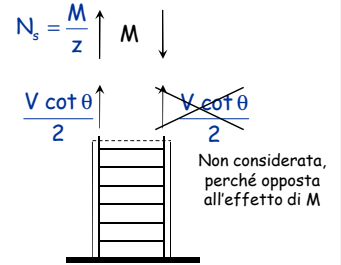
- Armatura concentrata all'estremità della sezione (scuola milanese)
- Componente verticale divisa in due parti



### Taglio

la componente longitudinale della trazione

- Armatura concentrata all'estremità della sezione (scuola milanese)
- Si incrementa l'armatura a flessione, ovvero si calcola tale armatura con un momento flettente maggiorato



Traslazione del diagramma del momento

### Taglio

la componente longitudinale della trazione

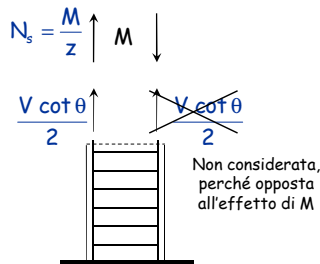
- Armatura concentrata all'estremità della sezione (scuola milanese)

Traslazione del diagramma del momento

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

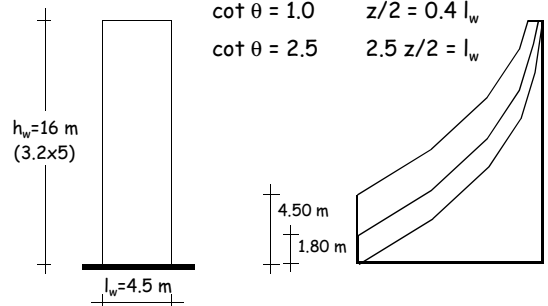
$$\Delta M = V \Delta z$$

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



### Traslazione del diagramma del momento esempio

$$z = 0.8 I_w$$

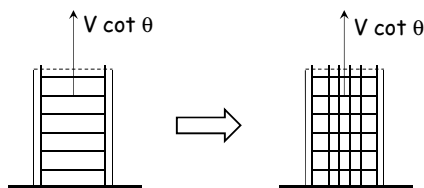


### Taglio

la componente longitudinale della trazione

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

$$A_{sv} = \frac{V \cot \theta}{f_{yd}}$$



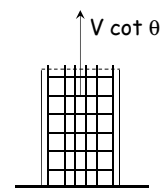
### Taglio

la componente longitudinale della trazione

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

Si noti che:

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



## Taglio

la componente longitudinale della trazione

- Armatura diffusa lungo l'anima (scuola napoletana)

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

$$A_{sv} = \frac{V \cot \theta}{f_{yd}}$$

- Se l'armatura di parete (verticale) è assegnata

$$V_{Rd,sv} = \frac{A_{sv} f_{yd}}{\cot \theta}$$

## 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

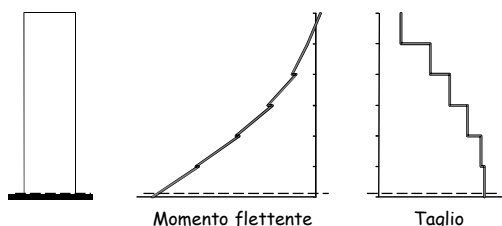
NTC 08, punto 7.4.4.5.1

## Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

Sezione di base

- momento flettente massimo
- ha poco senso parlare di taglio



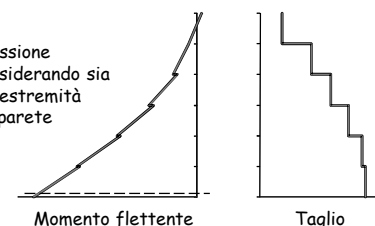
## Considerazioni

- 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



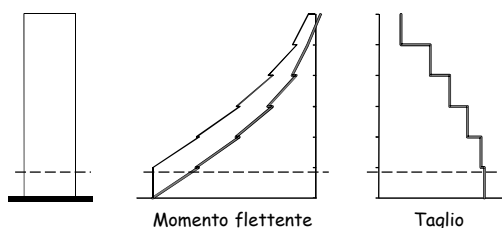
## Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine

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

con traslazione



## Considerazioni

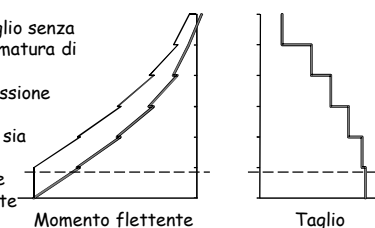
- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine

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

con traslazione

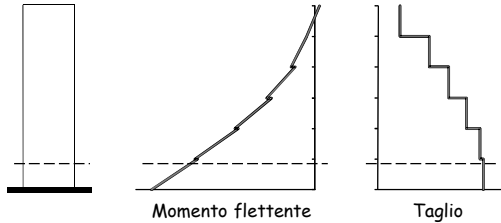
- Verifica a taglio senza prevedere armatura di parete
- Verifica a flessione composta, considerando sia l'armatura di estremità che quella di parete



### Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine senza traslazione  
 - taglio massimo (come al piede)  
 - momento flettente forte ma minore del massimo

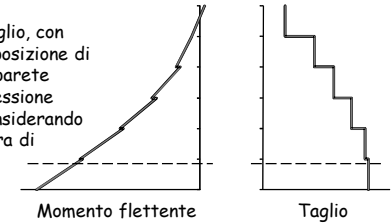


### Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine senza traslazione  
 - taglio massimo (come al piede)  
 - momento flettente forte ma minore del massimo

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



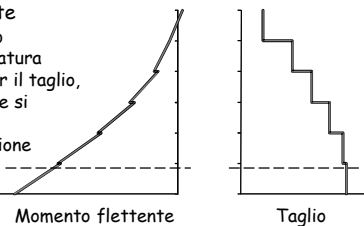
### Considerazioni

- Come e dove fare le verifiche?

Sezione in testa al primo ordine  
 - taglio massimo (come al piede)  
 - momento flettente forte ma minore del massimo

Più semplicemente

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



### Esempio 1

(parete snella, struttura bassa duttilità)

Parete 30x400

Calcestruzzo C25/30

$A_{sh} = \varnothing 10 / 20$

Acciaio B450C

$A_{sv} = \varnothing 14 / 20$

$V_{Ed} = 1000 \text{ kN}$

$l_{nc} = 240 \text{ cm}$

Procedura:

- Calcolo di  $V_{Rd,max}$  (con  $\cot\theta$  grande ma ragionevole, ad esempio  $\cot\theta=2$ )
- Se la sezione è sufficiente si calcola il taglio resistente dell'armatura orizzontale
- In assenza di traslazione del momento si calcola il taglio resistente dell'armatura verticale

Vedere foglio Excel "VerificaParete"

### Esempio 1

(parete snella, struttura bassa duttilità)

Assumo  $\cot\theta = 2$

$$V_{Rd,max} = 0.8 l_w b_w f_{cd} \frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta} = 2720 \text{ kN}$$

$$> V_{Ed} = 1000 \text{ kN}$$

Dunque la sezione in calcestruzzo è sufficiente

### Esempio 1

(parete snella, struttura bassa duttilità)

Taglio resistente armatura orizzontale ( $\cot\theta=2$ )

$$V_{Rd,sh} = 0.8 l_w \frac{A_{sh}}{s_h} f_{yd} \cot\theta = 1967 \text{ kN}$$

$$> V_{Ed} = 1000 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = \frac{2 \times 0.79}{0.2} = 7.9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

L'armatura orizzontale è sufficiente

Se ho fatto la traslazione del diagramma del momento ho finito, altrimenti ...



### Esempio 1

(parete snella, struttura bassa duttilità)

Taglio resistente armatura verticale ( $\cot\theta=2$ )

$$V_{Rd,sv} = \frac{A_{sv,nc} f_{yd}}{\cot\theta} = \frac{A_{sv}}{s_v} l_{nc} f_{yd} \frac{1}{\cot\theta} = 723 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{3.08}{0.2} = 15.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < V_{Ed} = 1000 \text{ kN}$$

L'armatura verticale non è sufficiente, con il valore di  $\cot\theta$  assunto. Ma potrebbe esserlo con un valore diverso di  $\cot\theta$  ...

### Esempio 1

(parete snella, struttura bassa duttilità)

... assumendo  $\cot\theta = 1.21$

$$V_{Rd,sh} = 0.8 l_w \frac{A_{sh}}{s_h} f_{yd} \cot\theta = 1192 \text{ kN}$$

$$> V_{Ed} = 1000 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,sv} = \frac{A_{sv,tot} f_{yd}}{\cot\theta} = \frac{A_{sv}}{s_v} l_{nc} f_{yd} \frac{1}{\cot\theta} = 1192 \text{ kN}$$

$$> V_{Ed} = 1000 \text{ kN}$$

L'armatura è verificata.

### Esempio 2

(parete snella, struttura alta duttilità)

In questo caso  $\cot\theta = 1$  e devo ridurre  $V_{Rd,max}$  nella zona critica

$$V_{Rd,max} = 0.4 \left( \frac{1}{2} \times 0.8 l_w b_w f_{cd} \right) = 1360 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,sh} = 0.8 l_w \frac{A_{sh}}{s_h} f_{yd} = 984 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,sv} = A_{sv,nc} f_{yd} = \frac{A_{sv}}{s_v} l_{nc} f_{yd} = 1446 \text{ kN}$$

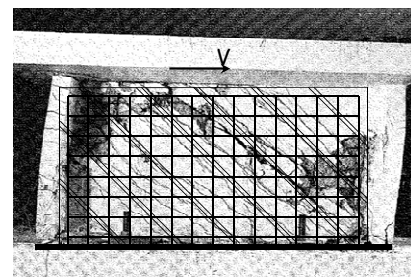
La resistenza è penalizzata, soprattutto quella della sezione (senza riduzione sarebbe 3338 kN)

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

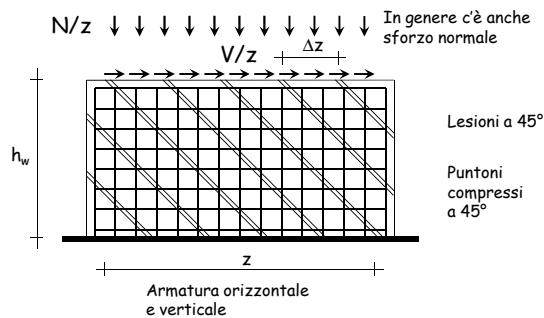


Lesioni a  $45^\circ$

Puntone compressi a  $45^\circ$

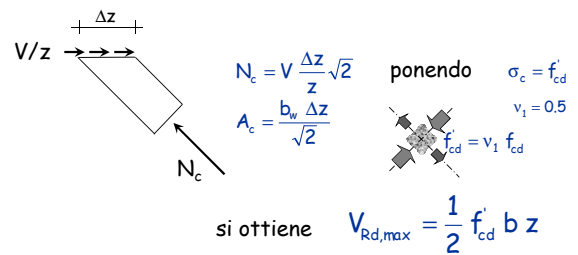
Armatura orizzontale e verticale

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



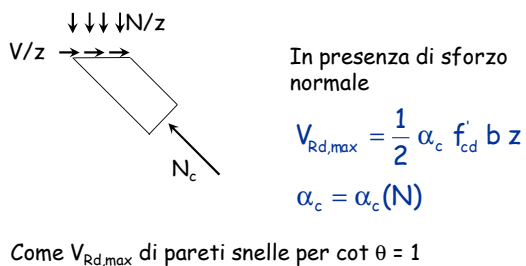
### Resistenza del calcestruzzo compressione del calcestruzzo d'anima

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



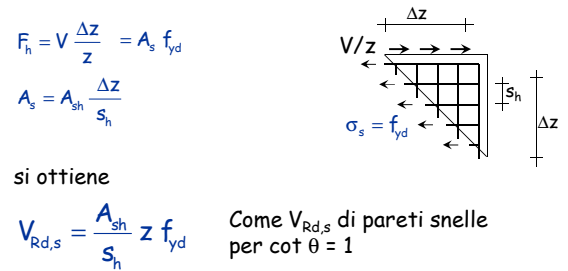
### Resistenza del calcestruzzo compressione del calcestruzzo d'anima

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



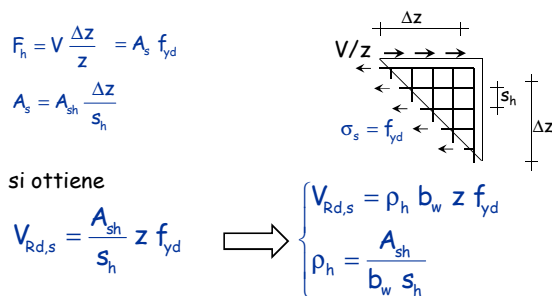
### Resistenza dell'armatura a taglio trazione dell'armatura d'anima orizzontale

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



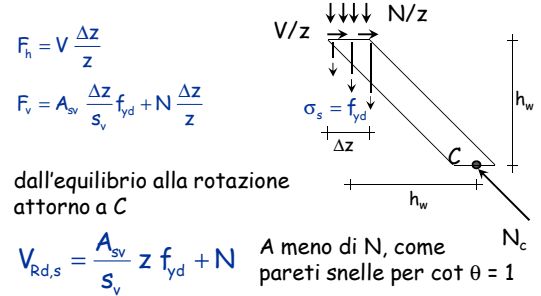
### Resistenza dell'armatura a taglio trazione dell'armatura d'anima orizzontale

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



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

- Il collasso può avvenire per snervamento dell'armatura verticale

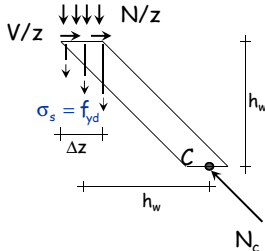


### Resistenza dell'armatura a taglio trazione dell'armatura d'anima verticale

- 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

NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

### 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

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

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

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

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

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

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

NTC 08, punto 4.1.2.1.3.1

### Considerazioni

- La normativa (NTC 2008) 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

La bozza delle NTC 2015 richiede l'applicazione di queste indicazioni per entrambe le classi duttilità

### Esempio 3 (parete tozza)

Parete 30x400	Calcestruzzo C25/30
$A_{sh} = \varnothing 10 / 20$	Acciaio B450C
$A_{sv} = \varnothing 14 / 20$	$V_{Ed} = 1000 \text{ kN}$
$A_{sc} = 16 \varnothing 18$	$N_{Ed} = -500 \text{ kN}$
$l_c = 240 \text{ cm}$	$\alpha_s = 1.5$

Procedura:

- Calcolo di  $V_{Rd,max}$
- Se la sezione è sufficiente si calcola il taglio resistente dell'armatura orizzontale
- Si verifica la disuguaglianza tra resistenze di armature orizzontale e verticale

Vedere foglio Excel "VerificaParete"

### Esempio 3

(parete tozza, struttura bassa duttilità)

Assumo  $\cot \theta = 2$

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \times 0.8 l_w b_w f'_{cd} = 3400 \text{ kN}$$

$$> V_{Ed} = 1000 \text{ kN}$$

Dunque la sezione in calcestruzzo è sufficiente

### Esempio 3

(parete tozza, struttura bassa duttilità)

Taglio resistente armatura orizzontale

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

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s_h} = \frac{2 \times 0.79}{30 \times 20} = 0.00262$$

### Esempio 3

(parete tozza, struttura bassa duttilità)

Contributo del calcestruzzo alla resistenza dell'armatura

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{0.8 \times 4000}} = 1.25$$

$$\rho_l = \frac{A_{sc}}{b_w d} = \frac{40.7}{0.8 \times 30 \times 400} = 0.00424$$

$$\sigma_{cp} = \frac{500}{30 \times 400 \times 10} \leq 0.417 \text{ MPa}$$

### Esempio 3

(parete tozza, struttura bassa duttilità)

Contributo del calcestruzzo alla resistenza dell'armatura

$$V_{Rd,c} = 0.8 b_w l_w \left[ 0.18 k \frac{\sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right] = \boxed{376 \text{ kN}}$$

$$\geq v_{min} = 0.035 \sqrt{k^3 f_{ck}} = 295 \text{ kN}$$

### Esempio 3

(parete tozza, struttura bassa duttilità)

Taglio resistente armatura orizzontale

$$V_{Rd,s} = V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h b_w \alpha_s l_w f_{yd} = 1759 \text{ kN}$$

$$> V_{Ed} = 1000 \text{ kN}$$

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s_h} = 0.00262$$

$$V_{Rd,c} = 376 \text{ kN}$$

La verifica dell'armatura orizzontale è soddisfatta

### Esempio 3

(parete tozza, struttura bassa duttilità)

Controllo su armatura verticale

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s_h} = 0.00262$$

$$\rho_h = \frac{A_{sv}}{b_w s_h} = \frac{3.08}{30 \times 20} = 0.00513$$

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

### Esempio 3

(parete tozza, struttura bassa duttilità)

Controllo su armatura verticale

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w s_h} = 0.00262$$

$$\rho_h = \frac{A_{sv}}{b_w s_h} = \frac{3.08}{30 \times 20} = 0.00513$$

$$\rho_h b_w z f_{yd} = 983 \text{ kN} \leq 2428 \text{ kN} = \rho_v b_w z f_{yd} + N_{Ed,min}$$

La disequaglianza è soddisfatta

**Parete snella vs Parete tozza - bassa duttilità**  
(Resistenza della sezione in calcestruzzo)

Parete snella	Parete tozza
Ho usato $\cot\theta = 1.21$	Devo usare $\cot\theta = 1$
$V_{Rd,max} = 3338 \text{ kN}$	$V_{Rd,max} = 3400 \text{ kN}$
Se $\cot\theta = 2$	
$V_{Rd,max} = 2720 \text{ kN}$	
Resistenza maggiore per parete tozza a causa del valore di $\cot\theta$	

**Parete snella vs Parete tozza - bassa duttilità**  
(Resistenza dell'armatura)

Parete snella (con traslazione M)	Parete tozza (dipende da $\alpha_s$ )
Posso usare $\cot\theta = 2$	Devo usare $\cot\theta = 1$
$V_{Rd,sh} = 1967 \text{ kN}$	$V_{Rd,sh} = 2220 \text{ kN}$ , se $\alpha_s = 2.0$
	$V_{Rd,sh} = 1759 \text{ kN}$ , se $\alpha_s = 1.5$
	$V_{Rd,sh} = 1298 \text{ kN}$ , se $\alpha_s = 1.0$
Resistenza generalmente minore per parete tozza con valori bassi di $\alpha_s$	

**Parete snella vs Parete tozza - bassa duttilità**  
(Resistenza dell'armatura)

Parete snella (senza traslazione M)	Parete tozza (dipende da $\alpha_s$ )
Devo usare $\cot\theta = 1.21$	Devo usare $\cot\theta = 1$
$V_{Rd,s} = 1192 \text{ kN}$	$V_{Rd,sh} = 2220 \text{ kN}$ , se $\alpha_s = 2.0$
	$V_{Rd,sh} = 1759 \text{ kN}$ , se $\alpha_s = 1.5$
	$V_{Rd,sh} = 1298 \text{ kN}$ , se $\alpha_s = 1.0$
Resistenza sempre maggiore per parete tozza	

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni

**Le pareti in c.a. nella progettazione sismica  
e nell'intervento sull'esistente**

Spoletto  
4-5 giugno 2015

**5 - L'elemento parete: scorrimento**

**Scorrimento tra parete e impalcato**

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

S. Angelo dei Lombardi,  
edificio in costruzione

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

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



foto A. Gherzi

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

23/11/1980 - Irpinia e Basilicata

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

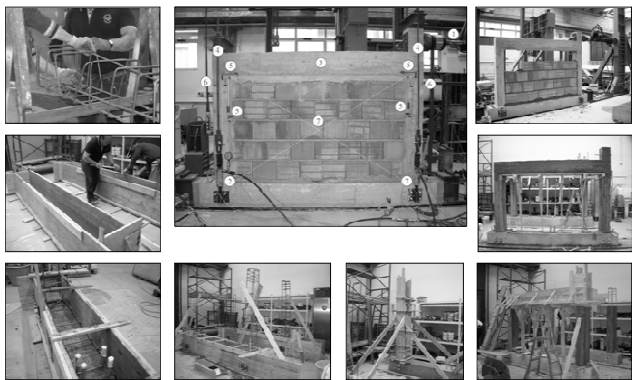


foto A. Gherzi

**Verifica a scorrimento  
nella zona critica**

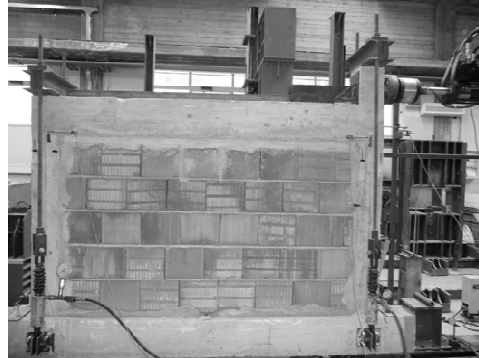
**Prova di scorrimento su telaio**

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



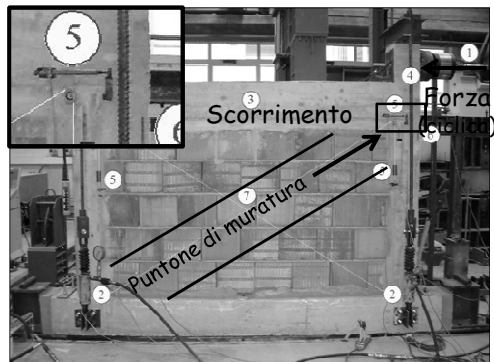
**Prova di scorrimento su telaio**

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



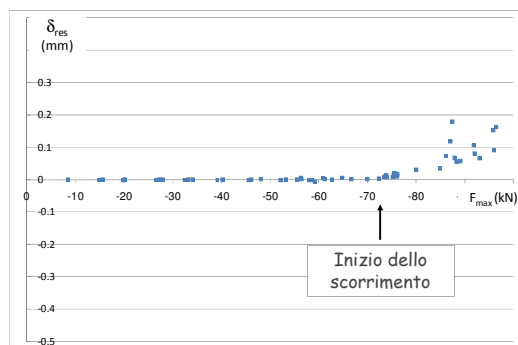
### Prova di scorrimento su telaio

Laboratorio Prove Materiali dell'Università di Catania



### Prova di scorrimento su telaio

graficizzazione dei risultati sperimentali



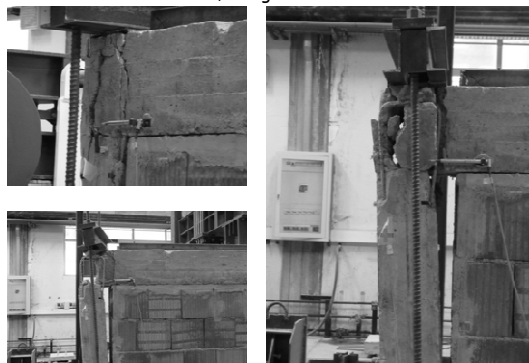
### Prova di scorrimento su telaio

fase finale, con grandi scorrimenti



### Prova di scorrimento su telaio

fase finale, con grandi scorrimenti



### 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

Verdere foglio Excel "VerificaParete"

### Verifica allo scorrimento

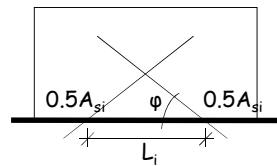
resistenza per effetto spinotto

- Resistenza a taglio delle barre verticali  $A_{sj}$  che attraversano la sezione di scorrimento  
 ~~$\frac{f_{td}}{\sqrt{3}} \sum A_{sj}$~~  Le barre sono parzialmente impegnate flessionalmente:  $\Rightarrow 0.25 f_{yd} \sum A_{sj}$
- In alternativa, si deve considerare l'azione che determina l'espulsione del copriferro  
 $1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}}$
- Si deve considerare il più piccolo tra i due valori  

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

### Verifica allo scorrimento resistenza a taglio delle barre diagonali

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



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

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

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

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

### Parete con barre diagonali

Edificio in costruzione

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

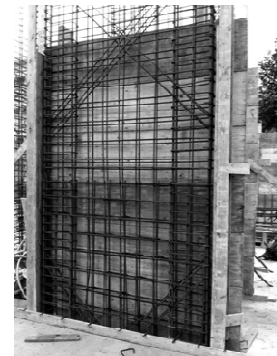


foto M. Dasasso

### Verifica allo scorrimento resistenza per attrito

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

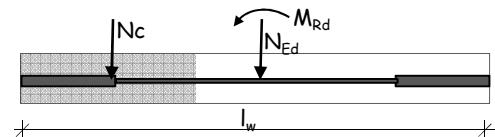
### Verifica allo scorrimento resistenza per attrito

- Contributo del calcestruzzo
  - concettualmente dovrebbe essere:

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

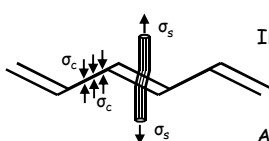
$N_c$  valutato da verifica a presso-flessione

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



### Verifica allo scorrimento resistenza per attrito

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



Il contributo dell'armatura vale

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

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

### Verifica allo scorrimento resistenza per attrito

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

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

- La normativa fornisce come indicazione

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

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

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



### Resistenza per attrito confronto tra le due espressioni

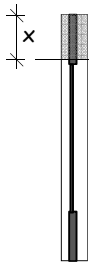
Sezione 20x400

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

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

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

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



Asse neutro

$x = 74.8 \text{ cm}$

Risultante tensioni di compressione

$N_c = 1715 \text{ kN}$

Armatura compressa

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

### Resistenza per attrito confronto tra le due espressioni

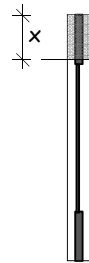
Sezione 20x400

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

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

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

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



$$V_{fd} = \mu_f \left( \sum A_{s,j,c} f_{yd} + N_c \right) = 0.6 \left( \frac{22.5 \times 391.3}{10} + 1715 \right) = 1557 \text{ kN}$$

Secondo normativa

$$V_{fd} = \mu_f \left[ \left( \sum A_{s,j} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] = 1732 \text{ kN}$$

$59.5 \text{ cm}^2 \quad 0.187$

### Resistenza per attrito confronto tra le due espressioni

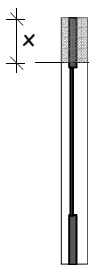
Sezione 20x400

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

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

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

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



$$V_{fd} = \mu_f \left( \sum A_{s,j,c} f_{yd} + N_c \right) = 0.6 \left( \frac{22.5 \times 391.3}{10} + 1715 \right) = 1557 \text{ kN}$$

Secondo normativa

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

Sono quasi uguali

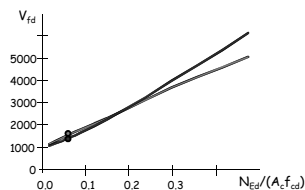
### Resistenza per attrito confronto tra le due espressioni

Approccio teorico:

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

Da normativa:

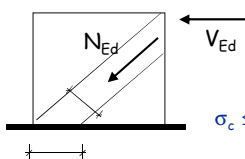
$V_{fd} = 1413 \text{ kN}$



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

### Verifica allo scorrimento resistenza per attrito

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



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

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

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

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

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

### Verifica allo scorrimento resistenza per attrito

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

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

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni

### Le pareti in c.a. nella progettazione sismica e nell'intervento sull'esistente

Spoletto  
4-5 giugno 2015

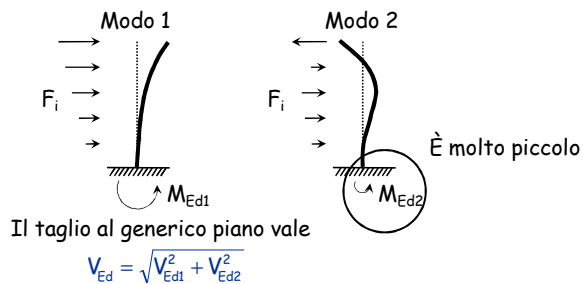
#### 6 - Comportamento dinamico delle "pareti non accoppiate"

### Comportamento lineare e non lineare

- L'analisi modale valuta correttamente il comportamento elastico lineare
- Durante il sisma si supera la resistenza della struttura e si va in campo non lineare
  - La maggior resistenza (sovrarresistenza) a flessione 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



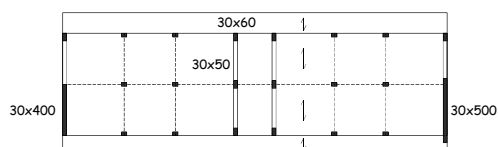
### Amplificazione delle sollecitazioni per effetto dei modi superiori

- 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

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

### Esempio analizzato

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



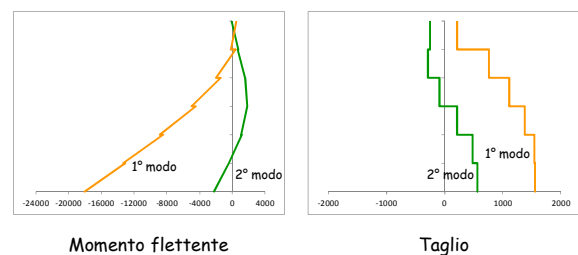
6 piani  
 $H_{piani} = 3.20 \text{ m}$   
 $L_{travi} = 4.00 \text{ m}$

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

Vedi cartella "Pareti"

### Comportamento elastico lineare analisi modale

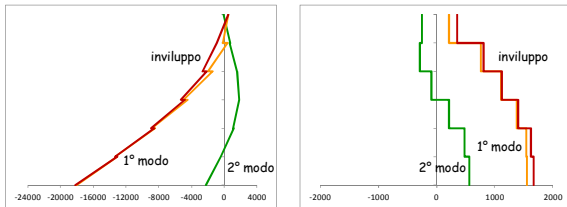
- Risultati dell'analisi modale (parete 30x500)



### Comportamento elastico lineare analisi modale

- Risultati dell'analisi modale (parete 30x500)

Il 2° modo da un contributo minimo

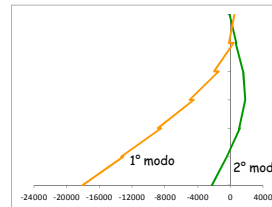


Momento flettente

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

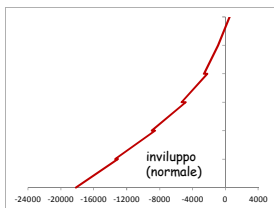


Momento flettente

- 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

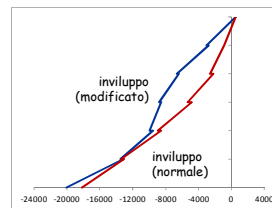


Momento flettente

- 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

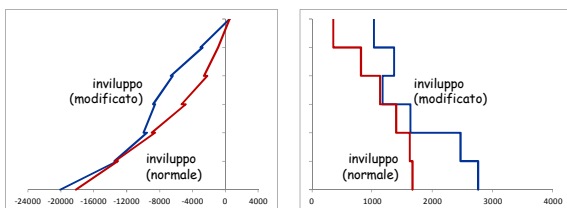


Momento flettente

- 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

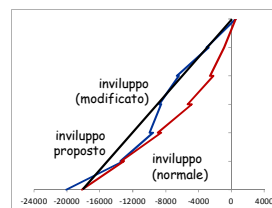


Momento flettente

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

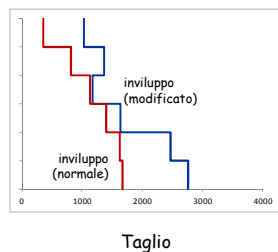
NTC 08, punto 7.4.4.5.1

## 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 in testa un taglio pari a metà del valore alla base

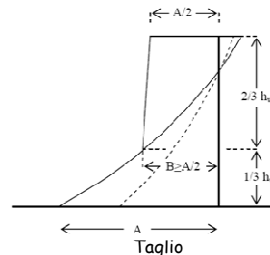


## Comportamento elasto-plastico analisi modale

- 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 in testa un taglio pari a metà del valore alla base
- Amplificare secondo la figura per  $z > h_w/3$



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

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

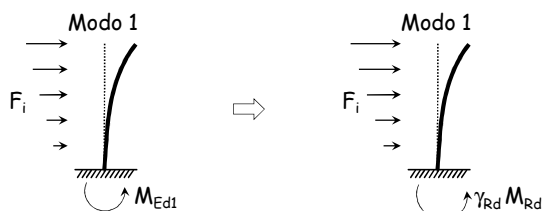
$$V_{Ed2} = \sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)} V_{Ed1}$$

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



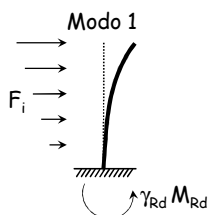
## Amplificazione delle sollecitazioni per effetto della sovrarresistenza

- 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

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

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

Strutture di classe di duttilità B

pareti snelle 1.5

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

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

$q = 4$

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

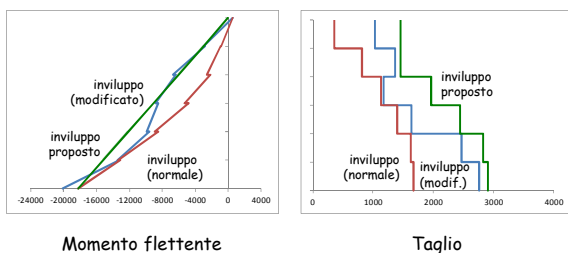
si ipotizza  $M_{Rd} = M_{Ed}$

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

### Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

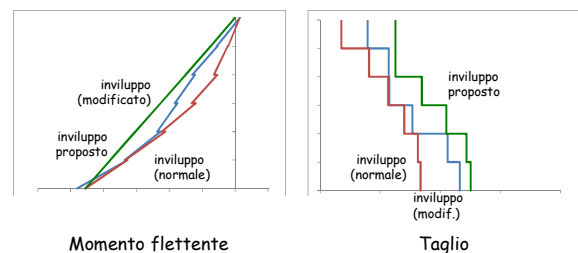
Struttura di classe di duttilità A incremento taglio 1.744



### Esempio e considerazioni

- Per l'edificio esaminato in precedenza si ha

Struttura di classe di duttilità B incremento taglio 1.5



### Cosa cambia con la Bozza NTC 2015

Uguali prescrizioni per le due classi di duttilità

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

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

Classe di duttilità A

$q = 4$  e  $\gamma_{Rd} = 1.2$

Classe di duttilità B

$q = 3$  e  $\gamma_{Rd} = 1.0$

NTC 15, punto 7.4.4.5.1

### Cosa cambia con la Bozza NTC 2015

Uguali prescrizioni per le due classi di duttilità

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

Esempio per pareti snelle

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

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

Classe di duttilità A

$q = 4$  e  $\gamma_{Rd} = 1.2$

Incremento taglio 1.74

Classe di duttilità B

$q = 3$  e  $\gamma_{Rd} = 1.0$

Incremento taglio ~~1.88~~  
1.50

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni

**Le pareti in c.a. nella progettazione sismica  
e nell'intervento sull'esistente**

Spoleto  
4-5 giugno 2015

7 - Edifici con pareti (singole): impostazione  
della struttura

**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 struttura**  
Pareti

- L'azione sismica deve essere affidata sostanzialmente alle pareti
- Le pareti devono essere presenti a tutti i piani e mantenere dimensioni costanti lungo l'altezza o variare con gradualità
- Le pareti devono avere dimensioni nettamente maggiori a quelle dei pilastri



La scelta della tipologia deve essere chiara. Non si può arrivare alle pareti aumentando via via, a tentativi, le dimensioni di alcuni pilastri

**Impostazione della struttura**  
Pareti

- È preferibile che le pareti abbiano dimensioni tra loro comparabili

La rigidezza di ciascuna parete è legata sia al momento d'inerzia (deformabilità flessionale) che all'area (deformabilità tagliente).  
Avere pareti di lunghezza molto diversa rende difficile stimare bene la loro rigidezza e valutare quale aliquota dell'azione sismica porterà ciascuna

**Impostazione della struttura**  
Pareti

Quante pareti?

- Impostazione tradizionale:  
un numero minimo di pareti, sufficientemente grandi (per esempio, due per ciascuna direzione)

Con le vecchie normative, poche pareti di dimensioni non eccessive erano in genere sufficienti

Con le norme attuali si rischia di avere pareti esageratamente grandi

**Impostazione della struttura**  
Pareti

Quante pareti?

- Impostazione diffusa in alcune zone (Friuli):  
un numero più alto di pareti, non particolarmente grandi (per esempio, 5-6 per ciascuna direzione)

Può risultare più semplice inserire pareti piccole nell'architettico

È più semplice garantire un vincolo d'incastro alla base

## Impostazione della struttura

### Pareti

- Le pareti devono essere disposte in modo da garantire un comportamento bilanciato, anche quando la pianta non è simmetrica
- Le pareti devono essere disposte in modo da garantire una elevata rigidità rotazionale. Devono quindi essere disposte perimetralmente

## Impostazione della struttura

### Pareti

- Le pareti devono avere un efficace vincolo al piede (sostanzialmente un incastro)

La pareti si comportano sostanzialmente come mensole. Una mensola senza incastro è labile



Come garantire l'incastro ?

## Impostazione della struttura

### Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Un reticolo di travi di fondazione
  - Le travi di fondazione (in particolare quella sotto ciascuna parete) devono avere una sezione di rigidità e resistenza non molto minore rispetto a quella della parete
  - Le travi ortogonali (che formano il reticolo) distribuiscono l'azione su un'area più grande ed aiutano a limitare i cedimenti

La soluzione è accettabile se le pareti non sono molto lunghe; in caso contrario l'altezza delle travi di fondazione diventa improponibile

## Impostazione della struttura

### Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Travi di fondazione su pali
  - I pali saranno soggetti a forti trazioni/compressioni
  - Le travi di fondazione dovrebbero essere lunghe, per aumentare il braccio delle azioni sui pali, ma come conseguenza devono essere anche molto rigide e resistenti

La soluzione è accettabile solo in terreni che consentano di far lavorare bene i pali a trazione

## Impostazione della struttura

### Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Un insieme scatolare di pareti del cantinato
  - Se le pareti dell'edificio partono dalle pareti del cantinato l'incastro è facilmente garantito

È la soluzione preferibile se le pareti sono molto lunghe

## Impostazione della struttura

### Incastro alla base

L'incastro può essere realizzato con:

- Un insieme scatolare di pareti del cantinato
  - Se le pareti dell'edificio poggiano su una fondazione non rigida ma sono bloccate a livello del primo impalcato, fondazione e impalcato costituiscono due appoggi sostanzialmente equivalenti a un incastro

Problemi:

- Al primo ordine brusca variazione di  $M$  e quindi taglio molto forte, spesso inaccettabile
- Azione concentrata sull'impalcato, che risulta molto sollecitato e non può più essere considerato infinitamente rigido

## Impostazione della struttura

### Pareti e telai

Idealmente il compito di pareti e telai è ben definito:

- Le pareti portano l'azione sismica
- I telai (pilastri più travi) portano i carichi verticali

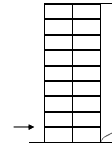
Questo consente di esaminarli separatamente nell'impostare la carpenteria

In realtà:

- Le pareti, che lavorano come mensole, ai piani superiori tendono ad appoggiarsi ai telai
- Agli ultimi piani i telai portano un'aliquota rilevante dell'azione sismica

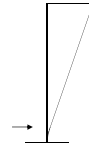
## Pareti e telai

### 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

## Impostazione della carpenteria

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

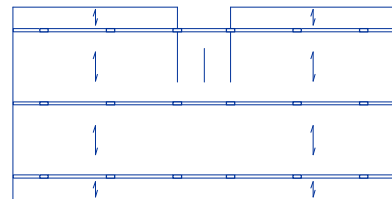
Può essere utile scindere il problema in due fasi:

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

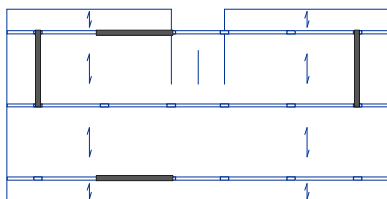
- Una carpenteria pensata per soli carichi verticali può, al limite, avere questo aspetto



## 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 potrebbero bastare poche

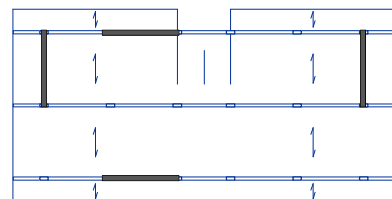


Sono condizionanti la posizione delle aperture e quella dei pilastri già previsti

## Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

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



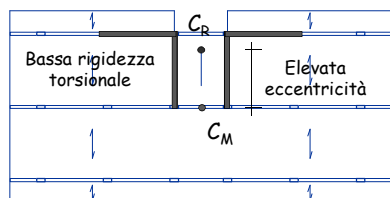
Potrebbe essere sufficiente disporre due pareti per ciascuna direzione, di dimensioni analoghe



### 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

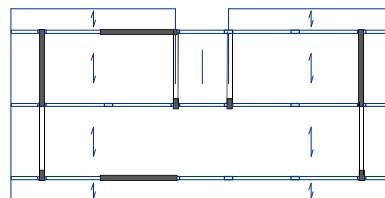


Questa configurazione non va bene

### Carpenteria

da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

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

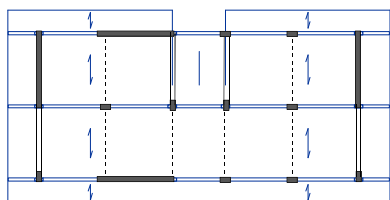


Agli ultimi piani questo potrebbe essere importante

### 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

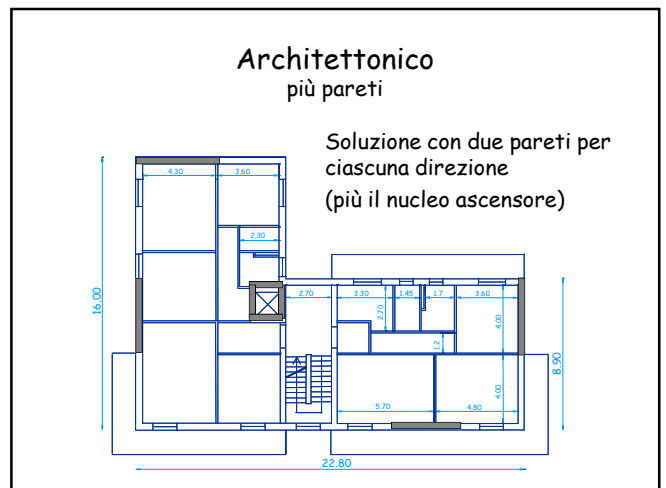
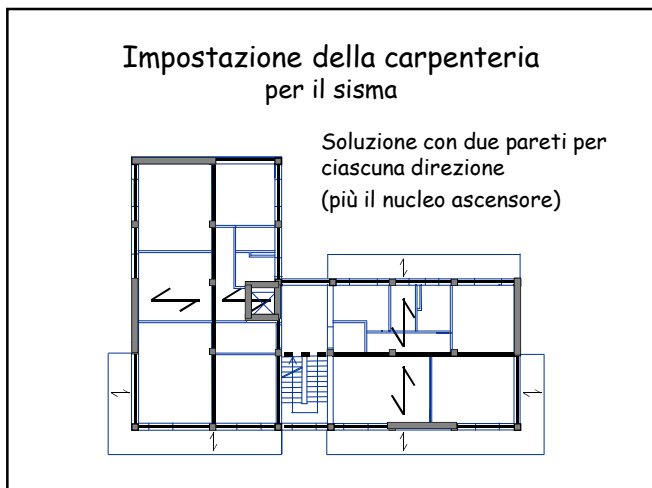
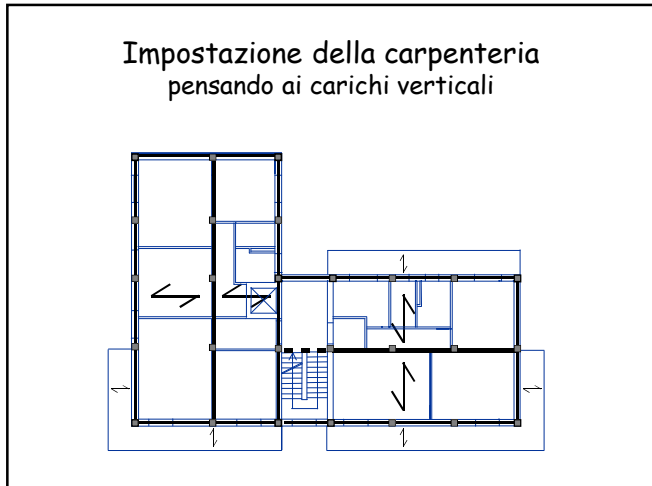
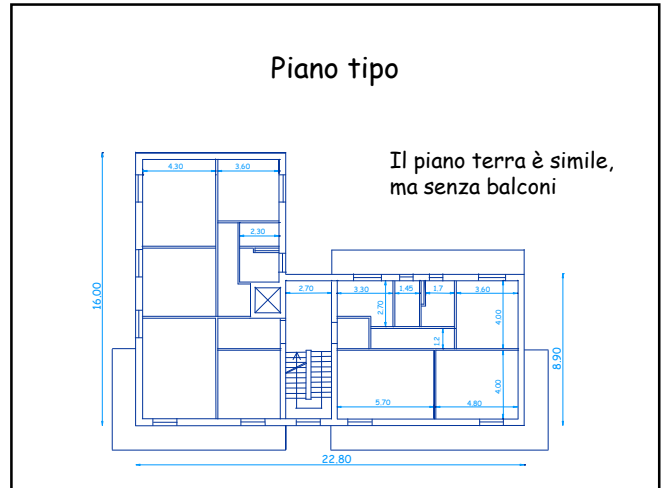
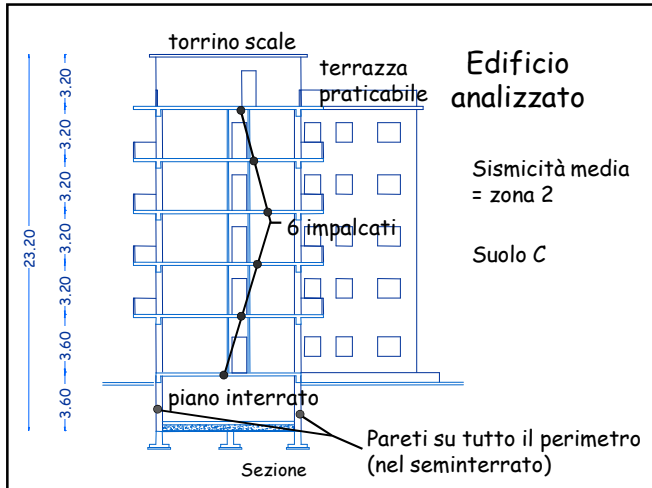
Struttura portante principale:  
con pareti (singole) in cemento armato

Solai:  
in latero-cemento, gettati in opera

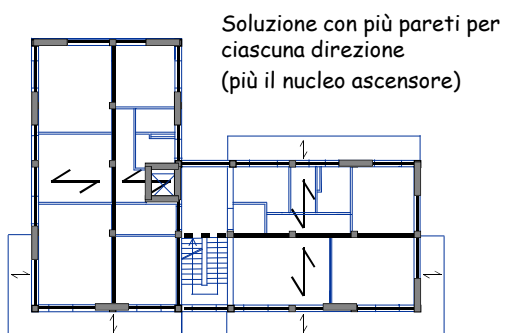
Scale:  
a soletta rampante (tipologia "alla Giliberti")

Piano interrato e fondazioni:  
Pareti lungo il contorno del cantinato e reticolo di travi rovesce

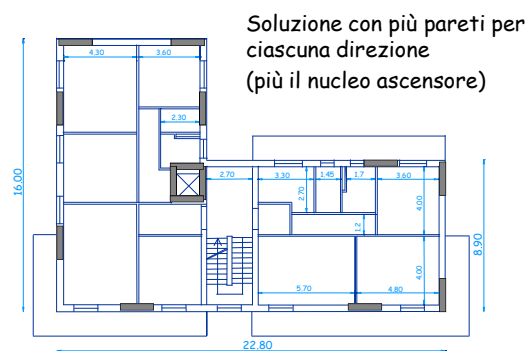
Materiali:  
calcestruzzo C25/30, acciaio B450C



## Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



## Architettonico più pareti



Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni

### Le pareti in c.a. nella progettazione sismica e nell'intervento sull'esistente

Spoletto  
4-5 giugno 2015

8 - Dimensionamento e verifica di massima

### 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

### 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  $s = 22$  cm

### Carichi unitari

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i carichi unitari

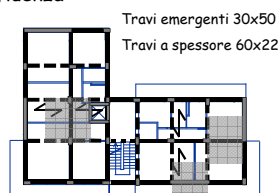
	$g_k$	$q_k$	SLU solo c.v	SLU con F	
Solaio del piano tipo (incluso tramezzi)	5.2	2.0	10.0	5.8	kN/m <sup>2</sup>
Solaio di copertura	4.0	2.0	8.5	4.8	
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.2	3.4	
Sbalzo piano tipo	4.2	4.0	11.5	6.6	
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9	
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4	kN/m
Tamponature	7.0		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)

#### 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



### Altri carichi unitari

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

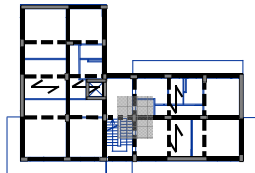
	$g_k$	$q_k$	SLU solo c.v	SLU con F	
Travi 30 x 50	2.9		3.8	2.9	kN/m
Travi 60 x 22	2.2		2.9	2.2	

### 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  $f_{cd}$  (meglio  $0.8 f_{cd}$ )
- 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



### Dimensionamento solaio, travi, pilastri

- Pilastri, nell'esempio:

Tipo di pilastro	$N_{Ed}$	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	1560 - 1640 kN	30 x 50
Pilastri perimetrali (2)	930 kN	30 x 50
Pilastri d'angolo (1)	570 kN	30 x 50

La sezione 30x50 non crea problemi architettonici e non comporta costi eccessivi

La si mantiene invariata per tutta l'altezza

### Riepilogo dimensioni solaio, travi, pilastri

- Solaio spessore 22 cm
- Travi emergenti 30x50  
Travi a spessore 60x22
- Pilastri 30x50

Le dimensioni degli elementi strutturali sono uguali a tutti i piani

### Dimensionamento pareti

- Il dimensionamento deve essere effettuato in funzione dell'azione sismica
- Procedimento:
  - Valutazione masse
  - Definizione fattore di struttura
  - Valutazione forze (per analisi statica)
  - Calcolo del taglio alla base
  - Dimensionamento pareti a taglio
  - Previsione del momento flettente e verifica dimensioni pareti

### Masse

- In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di  $8 \div 11 \text{ kN/m}^2$

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per  $11 \text{ kN/m}^2$  ( $9 \text{ kN/m}^2$  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 a pareti - CD "A"

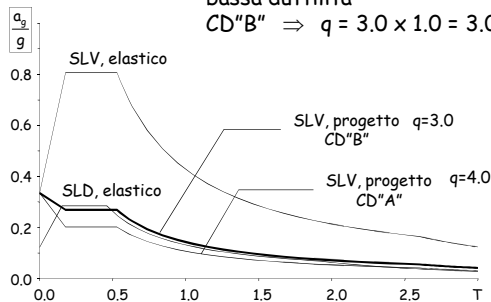
$q_0 = 3.0$  struttura a pareti - CD "B"

$\alpha_u / \alpha_1 = 1.0$  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.

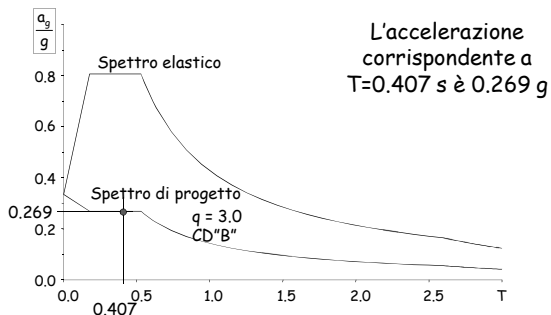
$H$  = altezza dell'edificio dal piano di fondazione (m)

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

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

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

### 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	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 dimensionare le pareti?

1. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per tenere conto dell'eccentricità accidentale
2. Incrementare i valori per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)
3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale
5. Valutare se mantenere la sezione costante a tutta altezza o ridurla progressivamente

### Come dimensionare le pareti?

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

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

$$V_{Ed} = 4036.8 \text{ kN} \times 1.1 = 4440.5 \text{ kN}$$

### Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

Si deve tener conto di:

- Effetto dei modi superiori
- Possibile sovrarresistenza a flessione

Per farlo, si può moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "B" (un po' di più per CD "A")

$$V_{Ed} = 4440.5 \text{ kN} \times 1.5 = 6660.7 \text{ kN}$$

### Come dimensionare le pareti?

3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)

Si inverte la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ( $V_{Rd,max}$ )

$$V_{Ed} = V_{Rd,max} = \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} f_{cd}' b_w z \quad z = 0.8 l_w$$

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd}' b_w} \quad 1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \text{ per CD "B"}$$

### Come dimensionare le pareti?

3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)

Si inverte la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ( $V_{Rd,max}$ )

assumo  $b_w = 30 \text{ cm}$

pongo  $\cot \theta = 1.5$

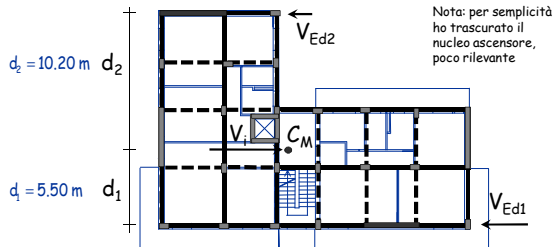
$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd}' b_w} = 2.17 \frac{6660.7 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 8.48 \text{ m}$$

Questo valore può essere utile per scegliere se mettere solo due oppure più pareti

### Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale



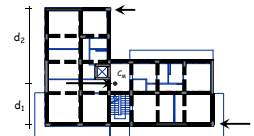
### Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

La resistenza è proporzionale all'area della parete (e quindi alla sua lunghezza  $l_w$ )

La rigidezza flessionale è proporzionale al momento d'inerzia della parete (e quindi al cubo della sua lunghezza  $l_w$ )



### Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

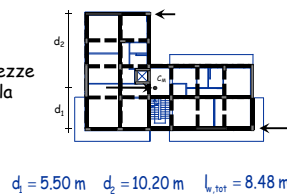
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \sqrt[3]{\frac{d_1}{d_2}} l_{w,1}$$



### Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione x

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot}$$

$$\Rightarrow l_{w,1} = 5.50 \text{ m} \quad l_{w,2} = 3.00 \text{ m}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \sqrt[3]{\frac{d_1}{d_2}} l_{w,1}$$

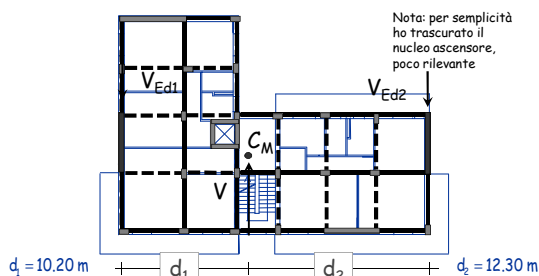
Si è scelto  $l_{w,2} = 4.80 \text{ m}$  per vincoli architettonici

$$\Rightarrow l_{w,2} = 4.45 \text{ m}$$

### Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione y

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale



### Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione y

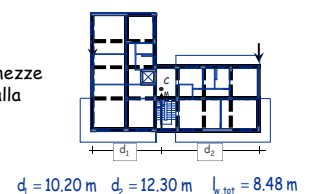
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \sqrt[3]{\frac{d_1}{d_2}} l_{w,1}$$





## Come dimensionare le pareti?

Pareti in direzione y

4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale

Per l'equilibrio alla rotazione occorre ripartire la lunghezza totale in maniera inversamente proporzionale alla distanza

$$l_{w,1} = \frac{d_2}{d_1 + d_2} l_{w,tot} \Rightarrow l_{w,1} = 4.65 \text{ m} \quad l_{w,2} = 3.85 \text{ m}$$

Ma anche mantenere le lunghezze inversamente proporzionali alla radice cubica della distanza

$$l_{w,2} = \frac{\sqrt[3]{d_1}}{\sqrt[3]{d_2}} l_{w,1} \Rightarrow l_{w,2} = 4.40 \text{ m}$$

Si è scelto  $l_{w,1} = l_{w,2} = 4.50 \text{ m}$  per vincoli architettonici

## Come dimensionare le pareti?

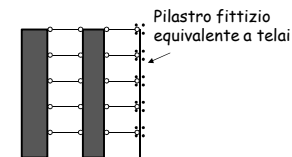
5. Valutare se mantenere la sezione costante a tutta altezza o ridurla progressivamente

Piano	Taglio globale (kN)		
	Dal calcolo	x 1.1 x 1.5	Involuppo in altezza
6	1288.6	2126.2	3330.4
5	2368.3	3907.7	4278.6
4	3186.2	5257.2	5226.8
3	3742.4	6175.0	6175.0
2	4036.8	6660.7	6660.7

Sarebbe possibile ridurre le dimensioni, ma si è preferito mantenerle costanti

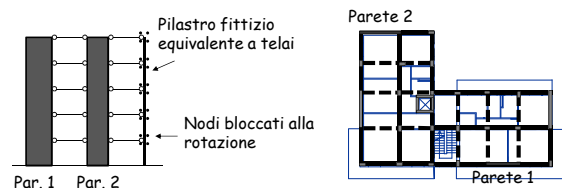
## Previsione del momento flettente

- Non è facile stimare con formule semplificate l'interazione tra pareti e telai, perché hanno un comportamento molto diverso lungo l'altezza
- Si può usare un modello semplificato, da risolvere con un programma di calcolo



## Previsione del momento flettente

Si può risolvere un modello di calcolo semplificato per tener conto dell'interazione tra pareti e telai



- La sezione delle pareti è quella già calcolata
- Il pilastro fittizio ha un momento d'inerzia equivalente

## Previsione del momento flettente

Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidzze
- possibilità 1: approccio globale semplificato

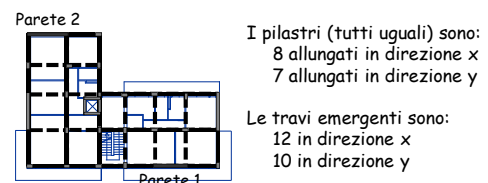
$$\text{rigidezza} = \frac{12 E \sum I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,sup} / L_t} + \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,inf} / L_t} \right)}$$

considerando solo i pilastri "che contano"

## Previsione del momento flettente

Momento d'inerzia del pilastro fittizio

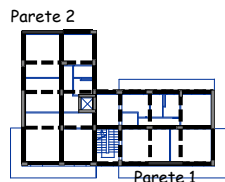
- Stima delle rigidzze
- possibilità 1: approccio globale semplificato



Considero 8 pilastri e 12 travi (direzione x)

### Previsione del momento flettente Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidezze  
possibilità 1: approccio globale semplificato



Al primo piano, direzione x

Pilastri 30x50 (8)

$L_p = 3.60$  m

$I_p = 312500$  cm<sup>4</sup>

Travi 30x50 (12)

$L_t = 4.00$  m in media

$I_t = 312500$  cm<sup>4</sup>

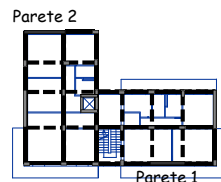
Ottengo

$k = 116.4$  kN/mm

Vedi file Excel  
Dimensionamento-schema base  
foglio Rigidizza-1

### Previsione del momento flettente Momento d'inerzia del pilastro fittizio

- Stima delle rigidezze  
possibilità 1: approccio globale semplificato



Al piano tipo, direzione x

Pilastri 30x50 (8)

$L_p = 3.20$  m

$I_p = 312500$  cm<sup>4</sup>

Travi 30x50 (12)

$L_t = 4.00$  m in media

$I_t = 312500$  cm<sup>4</sup>

Ottengo

$k = 157.3$  kN/mm

Vedi file Excel  
Dimensionamento-schema base  
foglio Rigidizza-1

### Previsione del momento flettente Pilastro equivalente al telaio

Impongo che:

$$\frac{12 E \sum I_p^*}{L_p^3} = k \quad \Rightarrow \quad I_p^* = \frac{k L_p^3}{12 E}$$

Primo piano:

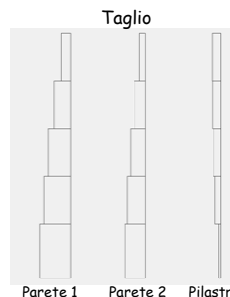
$$I_p^* = \frac{k L_p^3}{12 E} = \frac{116.4 \times 3600^3}{12 \times 31500} \times \frac{10^3}{10^4} = 1436709 \text{ cm}^4$$

Piano tipo:

$$I_p^* = \frac{k L_p^3}{12 E} = \frac{157.3 \times 3200^3}{12 \times 31500} \times \frac{10^3}{10^4} = 1363600 \text{ cm}^4$$

### Previsione del momento flettente Risoluzione schema

- Si risolve lo schema (fatta sia analisi statica che analisi modale con spettro di risposta)



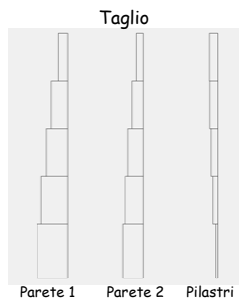
Parete 1 Parete 2 Pilastri



Parete 1 Parete 2 Pilastri

### Previsione del momento flettente Risoluzione schema

- Si risolve lo schema (fatta sia analisi statica che analisi modale con spettro di risposta)



Parete 1 Parete 2 Pilastri

Si noti la distribuzione del taglio tra pareti e pilastri

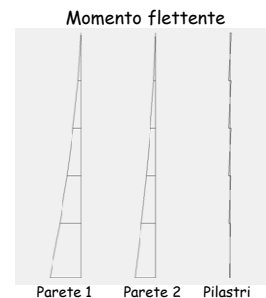
ordine	par. 1	par. 2	pilastri
6	39.5%	26.2%	34.3%
5	46.6%	31.0%	22.4%
4	50.5%	33.6%	15.9%
3	53.8%	35.8%	10.4%
2	58.1%	38.6%	3.3%

### Previsione del momento flettente Risoluzione schema

- Si risolve lo schema (fatta sia analisi statica che analisi modale con spettro di risposta)

Valori del momento flettente nelle pareti

ordine	par. 1	par. 2
6	425.0	191.7
5	904.9	464.3
4	1256.2	653.7
3	1549.7	823.1
2	1944.7	1190.0



Parete 1 Parete 2 Pilastri

### Previsione del momento flettente

Risoluzione schema

- Periodo proprio (da analisi modale)  $T = 0.385$  s
- Si possono anche usare i risultati dell'analisi statica e applicare la formula di Rayleigh

Piano	m (kN s <sup>2</sup> /m)	F (kN)	u (mm)	F u (kN m)	m u <sup>2</sup> (kN m s <sup>2</sup> )
Torrino+6	379.9	1288.6	15.01	19.342	0.08559
5	323.5	1079.6	11.25	12.146	0.04094
4	323.5	817.9	7.53	6.159	0.01834
3	323.5	556.2	4.13	2.297	0.00552
2	323.5	294.4	1.47	0.433	0.00070
somma				40.376	0.15109

Si ottiene  $T = 0.384$  s

### Verifica dimensionamento

Parete n. 1

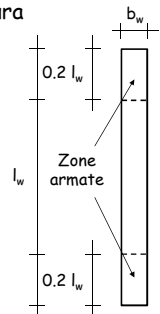
Valuto il massimo momento (da analisi modale incrementato del 10%) e calcolo l'armatura  
 $b_w = 30$  cm,  $l_w = 550$  cm

$M = 23165$  kNm

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}} = \frac{23164 \times 10}{0.9 \times 4.95 \times 391.3} = 132.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s \% = \frac{A_s}{0.2 l_w b_w} = \frac{132.9}{0.2 \times 550 \times 30} = 4.0\%$$

Sono al limite ma è accettabile  
 $(A_{smax} = 4\%)$



### Verifica dimensionamento

Parete n. 2

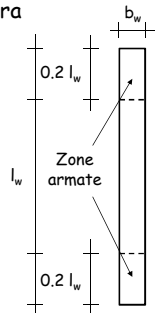
Valuto il massimo momento (da analisi modale incrementato del 10%) e calcolo l'armatura  
 $b_w = 30$  cm,  $l_w = 480$  cm

$M = 15398$  kNm

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}} = \frac{15398 \times 10}{0.9 \times 4.32 \times 391.3} = 100.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s \% = \frac{A_s}{0.2 l_w b_w} = \frac{101.1}{0.2 \times 480 \times 30} = 3.5\% \leq 4\%$$

È un'armatura forte ma accettabile



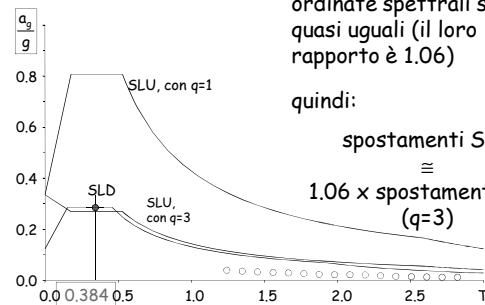
### Spettri per SLU e SLD

nel caso in esame, per un periodo pari a 0.384 s le ordinate spettrali sono quasi uguali (il loro rapporto è 1.06)

quindi:

spostamenti SLD

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



### Controllo del dimensionamento: spostamenti per SLD

Piano	u SLV [mm]	u SLD [mm]	d <sub>r</sub> SLD [mm]	h <sub>r</sub> [m]	d <sub>r,amm</sub> [mm]
6	13.36	15.58	4.00	3.20	16.0
5	9.93	11.58	3.91	3.20	16.0
4	6.58	7.67	3.51	3.20	16.0
3	3.57	4.16	2.71	3.20	16.0
2	1.25	1.46	1.46	3.60	18.0

Gli spostamenti (da analisi modale) incrementati per:

- 1.06 per differenza tra ordinate spettrali
- 1.10 per eccentricità accidentale

... sono pienamente ammissibili

### 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:

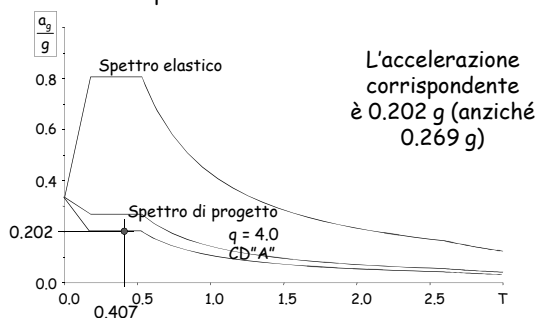
$q_0 = 4.0 \times 1.0$  struttura con 2 pareti per direzione  
Prima era 3.0 duttilità alta

$K_R = 1.0$  la struttura è regolare in altezza

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

### Esempio - ordinata spettrale

Il periodo stimato 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 dimensionare le pareti?

1. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per tenere conto dell'eccentricità accidentale
2. Incrementare i valori per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)
3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)
4. Distribuire la sezione complessiva tra le pareti allungate nella direzione del sisma in modo da evitare eccentricità strutturale
5. Valutare se mantenere la sezione costante a tutta altezza o ridurla progressivamente

### Come dimensionare le pareti?

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

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

$$V_{Ed} = 3031.4 \text{ kN} \times 1.1 = 3334.5 \text{ kN}$$

### Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

Si deve tener conto di:

- Effetto dei modi superiori
- Possibile sovrarresistenza a flessione

Per farlo, si può moltiplicare per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "B" (un po' di più per CD "A")

Come si calcola l'incremento?

### Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

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

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

$$\varepsilon = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \gamma_{Rd} = 1.2$$

### Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

$$\gamma_{Rd} = 1.2 \quad \text{assumo} \quad \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.05 \Rightarrow \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.26$$

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

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

### Come dimensionare le pareti?

2. Partire dal taglio alla base, incrementandolo per garantire la plasticizzazione a flessione prima della rottura a taglio (gerarchia delle resistenze)

$$\begin{aligned} \text{Ed infine} \quad \varepsilon &= \sqrt{\left(\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + \left(q\sqrt{0.1} \frac{S_d(T_c)}{S_d(T_1)}\right)^2} = \\ &= \sqrt{1.26^2 + 1.264^2} = 1.78 \end{aligned}$$

$$\text{Quindi} \quad V_{Ed} = 3334.5 \text{ kN} \times 1.78 = 5935.5 \text{ kN}$$

### Come dimensionare le pareti?

3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)

Si inverte la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ( $V_{Rd,max}$ )

$$\text{assumo} \quad b_w = 30 \text{ cm}$$

$$\text{pongo} \quad \cot \theta = 1$$

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd} b_w} = 2 \frac{5935.5 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 6.97 \text{ m}$$

### Come dimensionare le pareti?

3. Determinare la sezione complessiva occorrente per sopportare il taglio alla base (incrementato)

Si inverte la formula di verifica a taglio del calcestruzzo ( $V_{Rd,max}$ )

$$l_w = \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta} \frac{V_{Ed}}{0.8 f_{cd} b_w} = 2 \frac{5935.5 \times 10^{-3}}{0.8 \times 7.1 \times 0.3} = 6.97 \text{ m}$$

Ma la norma impone una ulteriore riduzione di resistenza

$$V_{Rd,max} = 0.4 \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} f_{cd} b_w z \Rightarrow l_w = \frac{6.97}{0.4} = 17.42 \text{ m}$$

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

**Le pareti in c.a. nella progettazione sismica  
e nell'intervento sull'esistente**

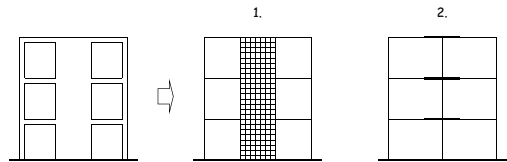
Spoleto  
4-5 giugno 2015

9 - Modellazione. Influenza di fondazione e terreno

**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**

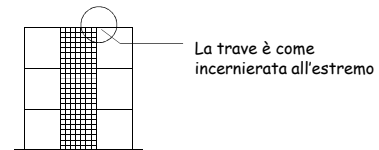
- Per cogliere il comportamento nel piano:  
elementi membranali (lastra)
- Se fa parte di un sistema spaziale e si vuol cogliere  
il comportamento fuori piano:  
elementi flessionali (piastra)

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:

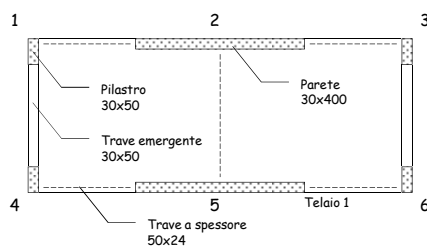
- Come si modella la struttura se sulla parete concorrono due distinti telai ortogonali?



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

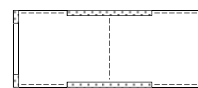
## Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- 5 piani - incastro al piede



## Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- Asta con tratti infinitamente rigidi

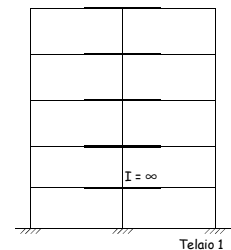


Analisi modale:

Modo 3, traslazione x

$T = 0.2016$  s

$M^* = 70.03\%$



## Modellazione con tratti rigidi Un esempio "artigianale"

- Asta con tratti infinitamente rigidi

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
4	5	7.53	-5.67	4.12	5.91
4	4	3.99	-4.55	2.07	12.94
4	3	4.13	-4.44	2.08	17.33
4	2	2.92	-3.73	2.08	24.76
4	1	0.88	-1.88	0.76	28.18
5	5	42.31	-51.29	41.75	0.00
5	4	-42.44	-313.36	84.66	0.00
5	3	-268.38	-635.43	114.64	0.00
5	2	-597.53	-1052.32	135.84	0.00
5	1	-1008.41	-1542.90	148.47	0.00

SQUILIBRIO NEI NODE

pilastro	piano	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
4	1	----	-2.80	-3.27
5	1	----	----	-20.62
4	1	----	2.00	-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)



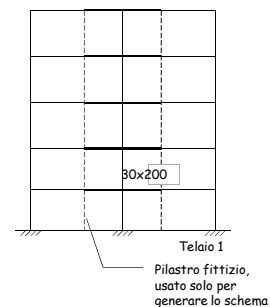
Analisi modale:

Modo 3, traslazione x

$T = 0.2019$  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)

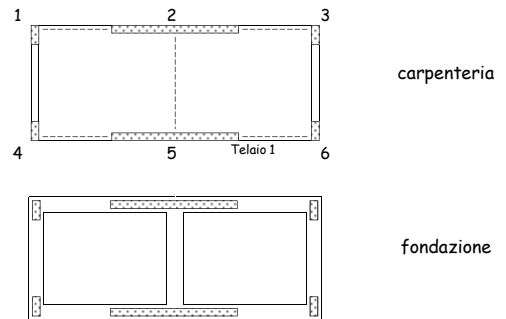
CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI				Analisi statica	
pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
4	5	7.47	-5.62	4.08	5.85
4	4	3.95	-4.51	2.65	12.79
4	3	4.09	-4.41	2.66	19.12
4	2	2.89	-3.71	2.06	24.46
4	1	0.86	-1.87	0.76	27.83
5	5	41.81	-92.00	41.81	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	-1346.28	149.48	0.00

Era -1542.90

Piccole differenze rispetto a  $I = \infty$   
ma ora lo squilibrio non c'è

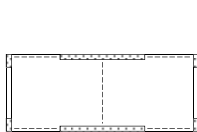
## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

- Stessa struttura, con fondazione



## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

### 1. Asta con tratti infinitamente rigidi

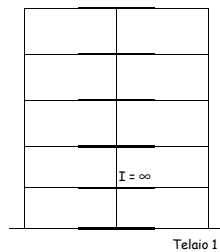


Analisi modale:

Modo 2, traslazione x

$T = 0.2790$  s

$M^* = 77.32\%$



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	5.42	-7.06	5.16	7.40
4	4	5.07	-5.66	3.36	16.25
4	3	5.55	5.00	3.50	24.53
4	2	4.09	-4.27	2.61	31.52
4	1	3.95	-7.75	2.66	37.87
5	5	32.96	-74.02	39.60	0.00
5	4	-12.54	-279.02	83.28	0.00
5	3	-221.17	-582.22	112.63	0.00
5	2	-530.59	-961.87	134.78	0.00
5	1	-920.36	-1437.07	149.48	0.00

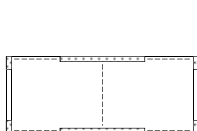
SQUILIBRIO NEI NODI

pilastro	piano	FX (kN)	FY (kN)	MX (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
4	3	----	9.44	-8.14

Piccoli squilibri  
(poco rilevanti)

## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

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



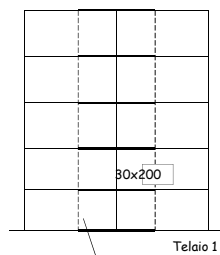
Analisi modale:

Modo 2, traslazione x

$T = 0.3243$  s

$M^* = 79.56\%$

Differenze non trascurabili



Pilastro fittizio,  
usato solo per  
generare lo schema

## Modellazione con tratti rigidi In presenza di fondazione

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

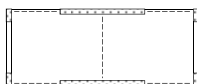
CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NEI PILASTRI				Analisi statica	
pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
4	5	12.33	-9.24	6.74	9.65
4	4	6.73	-7.45	4.43	21.22
4	3	7.65	-7.96	4.89	32.31
4	2	6.19	-6.07	3.83	42.73
4	1	7.07	-12.21	5.35	52.22
5	5	58.94	-47.33	36.52	0.00
5	4	32.42	-227.23	81.14	0.00
5	3	-145.91	-502.63	110.22	0.00
5	2	-428.87	-853.35	132.34	0.00
5	1	-787.63	-1286.09	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



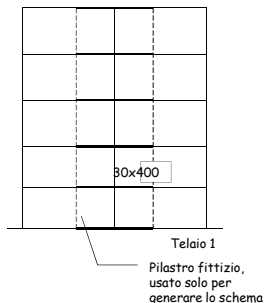
Analisi modale:

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

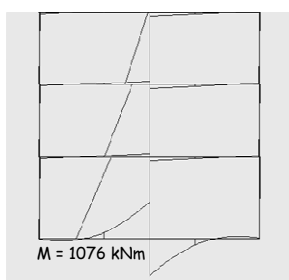
pilastrino	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)
4	5	9.04	-7.39	5.38	7.72
4	4	5.31	-5.94	5.51	16.96
4	3	5.85	-6.22	5.77	25.54
4	2	4.39	-4.53	2.79	33.46
4	1	4.40	-0.41	0.56	39.92
5	5	55.24	-70.31	39.23	0.00
5	4	-6.13	-271.64	82.97	0.00
5	3	-211.00	-570.86	112.46	0.00
5	2	-516.21	-946.38	134.43	0.00
5	1	-901.53	-1415.96	142.88	0.00

Era -1437.07

Differenze modeste rispetto a  $I = \infty$

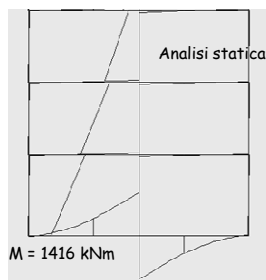
e lo squilibrio non c'è

## Influenza della rigidità della trave di fondazione



Trave fond. bassa

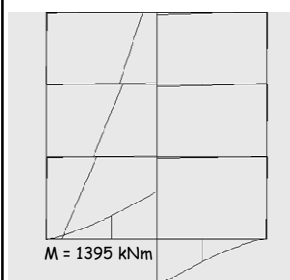
$T = 0.3908$  s



Caso base

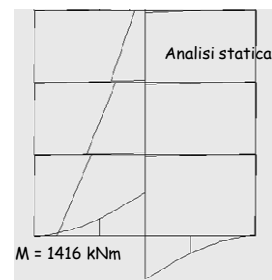
$T = 0.2858$  s

## Influenza della rigidità 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)

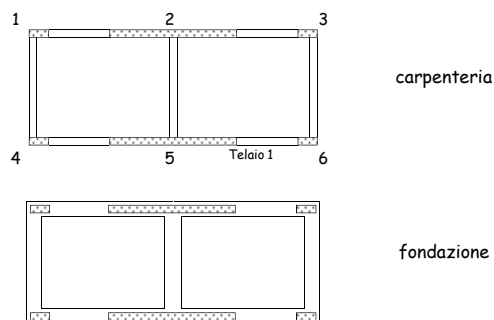
ordine	% pil	% par
5	21.5	78.5
4	7.8	92.2
3	6.3	93.7
2	4.0	96.0
1	4.7	95.3

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



## 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

**Le pareti in c.a. nella progettazione sismica  
e nell'intervento sull'esistente**

Spoleto  
4-5 giugno 2015

10 - Analisi e giudizio sulla struttura

**Determinazione della risposta strutturale**

**Modello numerico**

- Insieme di telai piani con impalcati rigidi
- Pareti modellate con elementi monodimensionali:
  - deformabili a flessione e a taglio
  - tratti molto rigidi in corrispondenza delle travi
- È considerata la rigidezza delle pareti nel piano di minore rigidezza

**Metodo di analisi**

- Analisi modale con spettro di risposta
- Combinazione dei modi mediante CQC

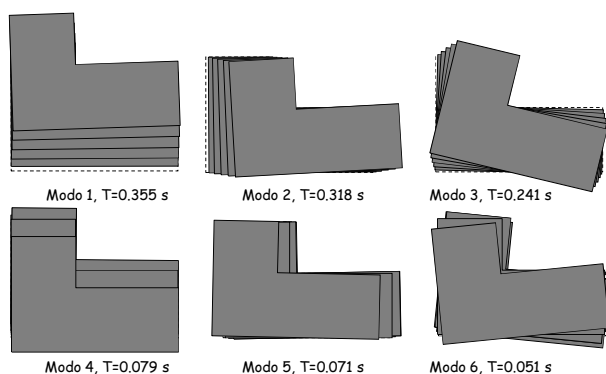
**Un mare di numeri. Come non perdersi?  
Analisi modale**

- 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?

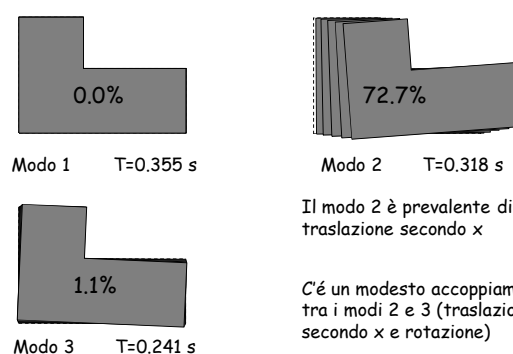
**Un mare di numeri. Come non perdersi?  
Analisi modale**

- 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?

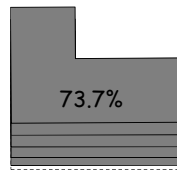
**Deformate modali**



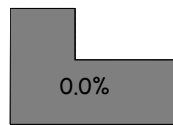
**Masse partecipanti, sisma x**



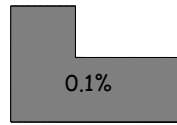
### Masse partecipanti, sisma y



Modo 1  $T=0.355$  s



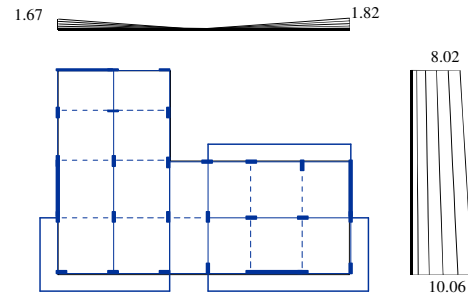
Modo 2  $T=0.318$  s



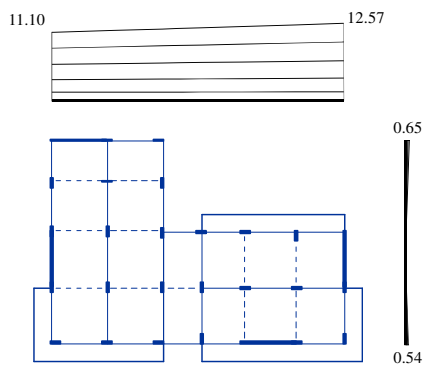
Modo 3  $T=0.241$  s

Il modo 1 di traslazione secondo y è del tutto disaccoppiato dagli altri due

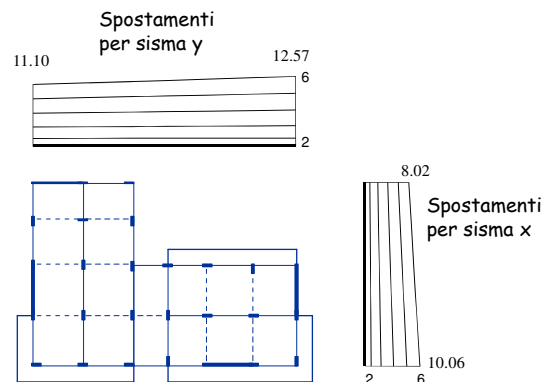
### Inviluppo modale sisma x



### Inviluppo modale sisma y

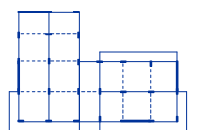
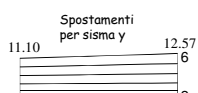


### Spostamenti, inviluppo modale



### Spostamenti, inviluppo modale

Spostamenti per sisma y uniformi (vicini a quelli del modo 2)



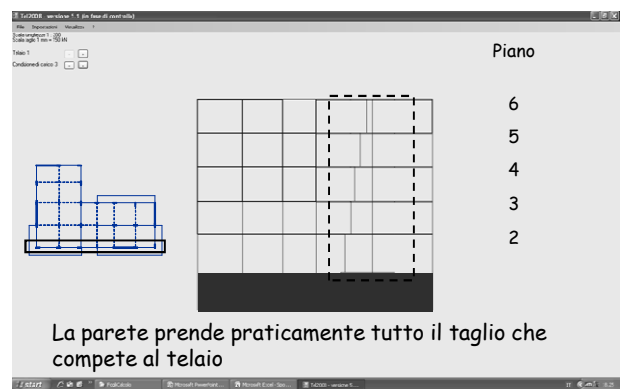
gli spostamenti massimi per sisma y sono maggiori di circa il 20% rispetto a quelli per sisma x

La direzione y andrebbe irrigidita

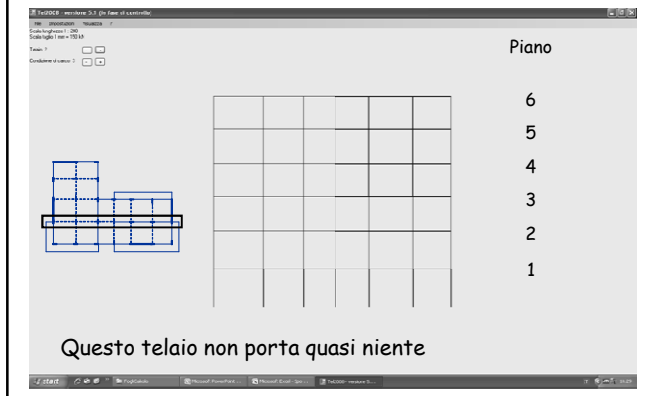
La parte inferiore andrebbe irrigidita

Piccola rotazione per sisma x (spostamenti dovuti ai modi 2 e 3)

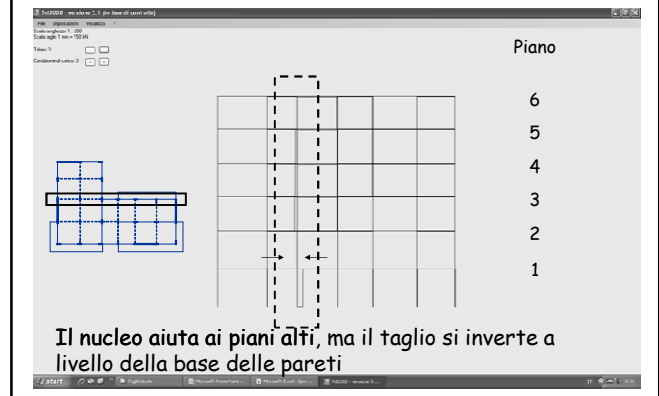
### Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



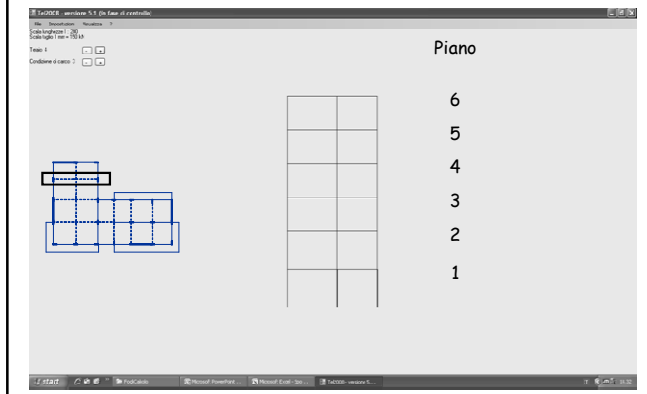
### Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



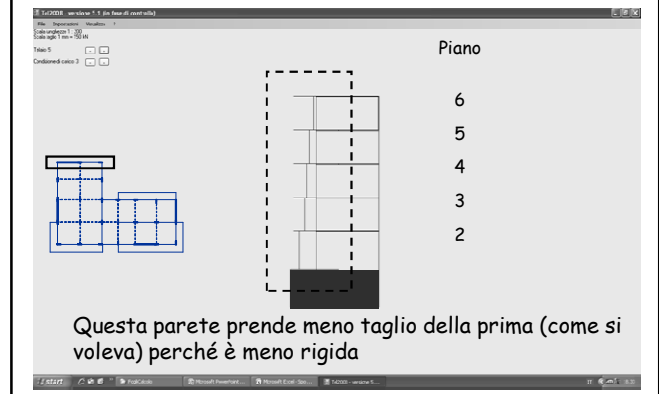
### Taglio per forze in direzione x (telai in direzione x)



### Taglio 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	1741.8	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

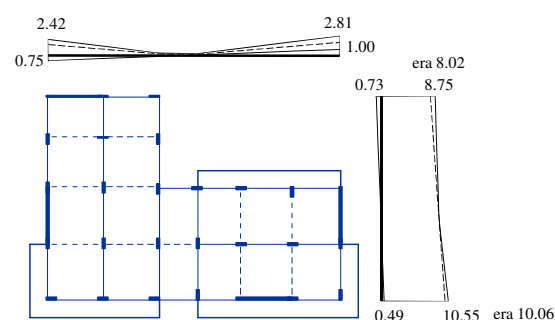
### Eccentricità accidentale Esame dei risultati

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

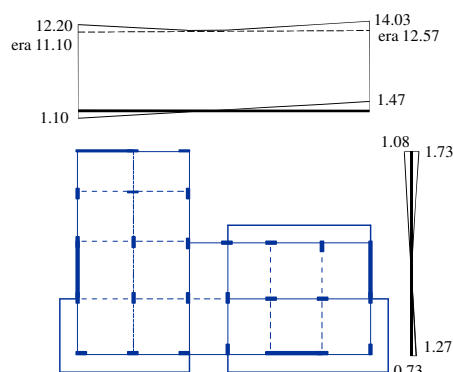
Fornisce informazioni su:

- rigidezza 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

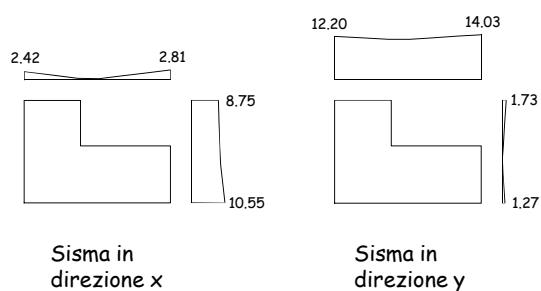
"I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione"

In che modo capire quanta importanza ha questa combinazione?

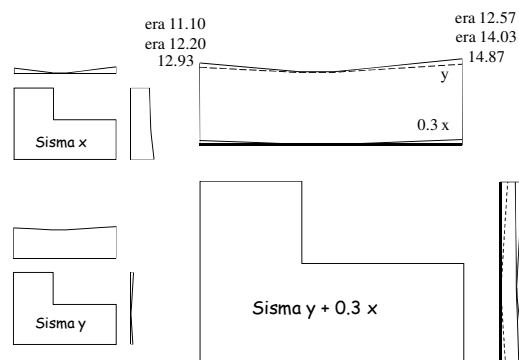
Ragioniamo ancora esaminando gli spostamenti

NTC 08, punto 7.3.5

### Effetto complessivo del sisma separatamente nelle due direzioni

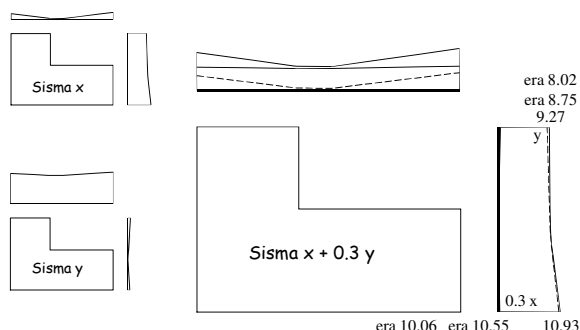


### Inviluppo: sisma y + 0.3 sisma x analisi modale





### 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

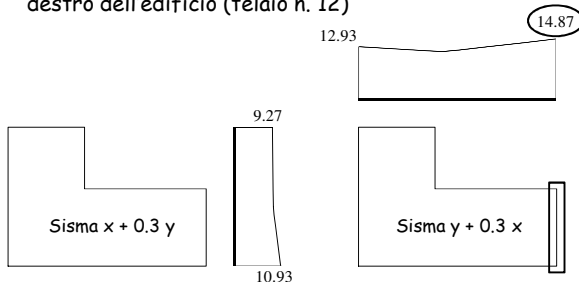
## Stato limite di danno

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

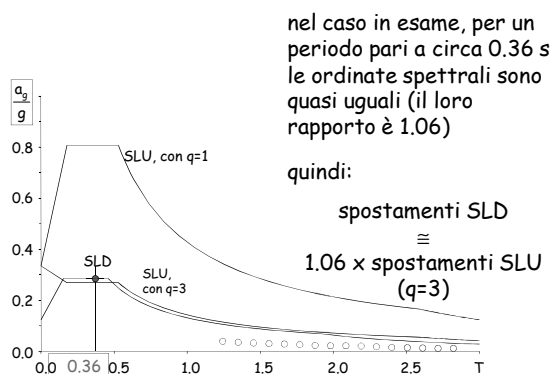
Piano	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	SismaX	SismaY	Y+0.3X
6	0.438	3.053	0.246	0.362	0.684	3.415	3.620
5	0.443	3.076	0.245	0.36	0.688	3.436	3.642
4	0.41	2.851	0.224	0.329	0.634	3.180	3.370
3	0.325	2.269	0.175	0.257	0.500	2.526	2.676
2	0.185	1.309	0.094	0.138	0.279	1.447	1.531

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

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

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

## Spettri per SLU e SLD



## 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 soddisfatta

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

**Le pareti in c.a. nella progettazione sismica  
e nell'intervento sull'esistente**

Spoletto  
4-5 giugno 2015

11 - Combinazioni di carico e calcolo delle armature  
delle pareti

## 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

Modellazione della struttura



Risoluzione degli schemi base



Inviluppo dei risultati



~~Definizione delle armature  
in base all'inviluppo~~

Non sempre: occorre tener conto  
della gerarchia delle resistenze

## Progetto delle pareti

Le pareti hanno un comportamento duttile se si  
plasticizzano a flessione



L'armatura a flessione della parete deve essere  
definita in base ai risultati del calcolo



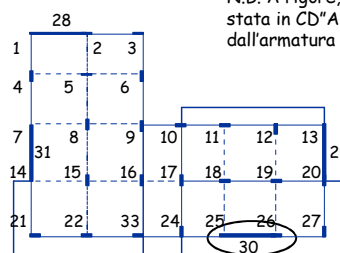
Attraverso il criterio di gerarchia delle resistenze si:

- 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	706.6
5	-0.6	904.9	60.5	42.4	62.4	947.4	122.9	984.2	1470.0
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 amplificato secondo la funzione d'involuppo e 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	1874.1
4	0.3	1256.2	62.0	60.6	89.1	1316.7	151.1	1362.0	2191.7
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 amplificato secondo la funzione d'involuppo e 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  $\cot \theta = 1$

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

$$\rho_h = 0.60\%$$

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

$$\rho_h = 0.30\%$$

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

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",  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{V_{Ed} \cot \theta}{0.6 l_w f_{yd}}$$

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

$$\cot \theta = 1 \quad \rho_h = 0.6\% \quad \text{Staffe } \phi 12/12.5$$

$$\rho_v = 0.8\% \quad 2 \phi 16/16.7$$

$$\cot \theta = 2 \quad \rho_h = 0.3\% \quad \text{Staffe } \phi 12/25$$

$$\rho_v = 1.6\% \quad 2 \phi 16/8.3$$

Metto l'armatura verticale minima

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

$$2 \phi 12/37.5$$

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

Quale valore per  $\cot \theta$ ?

Sempre molto grande

$$\cot \theta = 1 \quad \rho_h = 0.6\% \quad \text{Staffe } \phi 12/12.5$$

$$\rho_v = 0.8\% \quad 2 \phi 16/16.7$$

$$\cot \theta = 2 \quad \rho_h = 0.3\% \quad \text{Staffe } \phi 12/25$$

$$\rho_v = 1.6\% \quad 2 \phi 16/8.3$$

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

$$\cot \theta = 1 \quad \rho_h = 0.6\% \quad \text{Staffe } \phi 12/12.5$$

$$\rho_v = 0.8\% \quad 2 \phi 16/16.7$$

$$\cot \theta = 2 \quad \rho_h = 0.3\% \quad \text{Staffe } \phi 12/25$$

$$\rho_v = 1.6\% \quad 2 \phi 16/8.3$$

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)	$\cot \theta$	$A_{sh}/s$ (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	4.52	0.15%	$\phi 12/50$				
5	1874.1	2.0	5.44	0.18%	$\phi 12/42$				
4	2191.7	2.0	6.36	0.21%	$\phi 12/36$				
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	1874.1	2.0	7.5	0.25%	$\phi 12/30$	7.5	0.25%	2 $\phi 12/30$	3748.8
4	2191.7	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%	$\phi 12/25$	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:

$$\rho_h \geq 0.2\%$$

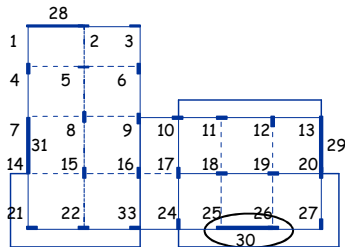
$$s_h \leq 30 \text{ cm}$$

$$\rho_v \geq 0.2\%$$

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

## 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	Sis X+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

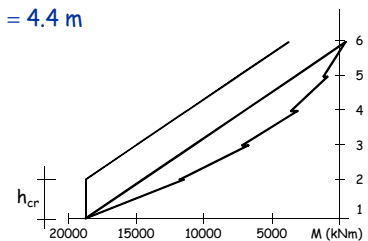
$$h_{cr} = \max \left\{ \frac{l_w}{6}, h_{1piano} \right\} < h_{1piano}$$

## 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:

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

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

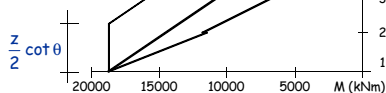


## Parete 1x (30) momento flettente di progetto

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

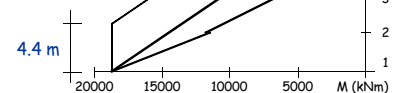
$$\frac{z}{2} \cot \theta = \frac{0.8 l_w}{2} \times 2 = 4.4 \text{ m}$$

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



## 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 genera 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 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

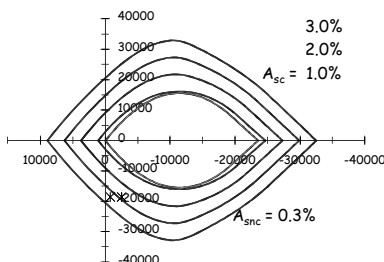
### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a flessione

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

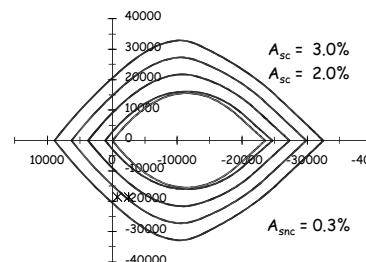
### Parete 1x (30) Progetto dell'armatura a flessione

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



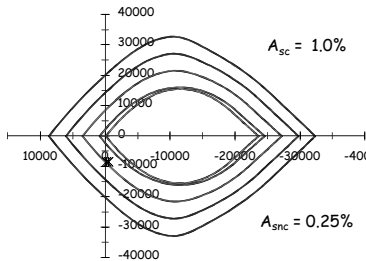
Serve un'armatura pari  
al 2.4% dell'area  
confinata  $A_c$   
 $A_c = 30 \times 110 = 3300 \text{ cm}^2$   
 $A_{sc} = 79.2 \text{ cm}^2$   
26  $\phi 20$

Si potrebbe ridurre aumentando l'armatura del tratto centrale

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

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

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



Serve un'armatura pari  
al 1.0% dell'area  
confinata  $A_c$

$A_c = 30 \times 110 = 3300 \text{ cm}^2$

$A_{sc} = 33.0 \text{ cm}^2$

12  $\phi 20$

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

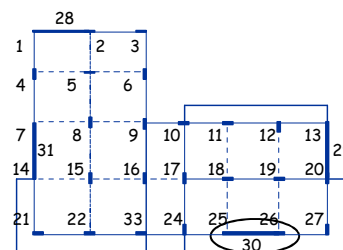
Piano	M (kNm)	$N_{max}$ (kN)	$N_{min}$ (kN)	$A_{snc}$ % $A_{cnc}$	$A_{snc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sc}$ % $A_{cc}$	$A_{sc}$ (cm <sup>2</sup> )
6	-8414	-418.5	-115.9	0.25%	24.75	1.0%	33.0
5	-12162	-938.8	-268.0	0.25%	24.75	1.5%	49.5
4	-15910	-1459.5	-419.6	0.25%	24.75	2.1%	69.3
3	-18721	-1977.9	-573.5	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)	$A_{snc}$ % $A_{cnc}$	$A_{snc}$ (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:  $V_{Ed} = 3114.2 \text{ kN}$

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

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

$V_{dd}$ : 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

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

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

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

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



### Parete 1x (30)

Resistenza per attrito

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$\eta = 0.54$$

$$l_w = 550 \text{ cm}$$

$$l_c = 110 \text{ cm}$$

$$\mu_f = 0.6$$

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni

**Le pareti in c.a. nella progettazione sismica  
e nell'intervento sull'esistente**

Spoletto  
4-5 giugno 2015

12 - Sollecitazioni di progetto di travi e pilastri

## 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 rigidezza 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 rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% delle analoghe rigidezze 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 rigidezza 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



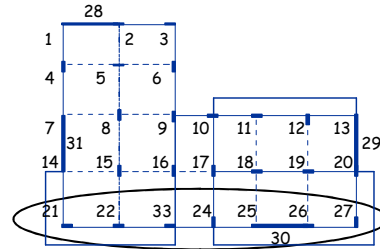
Definisco l'armatura a flessione delle travi in base ai risultati del calcolo



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%

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni

**Le pareti in c.a. nella progettazione sismica  
e nell'intervento sull'esistente**

Spoletto  
4-5 giugno 2015

13 - Verifica dell'impalcato

## 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

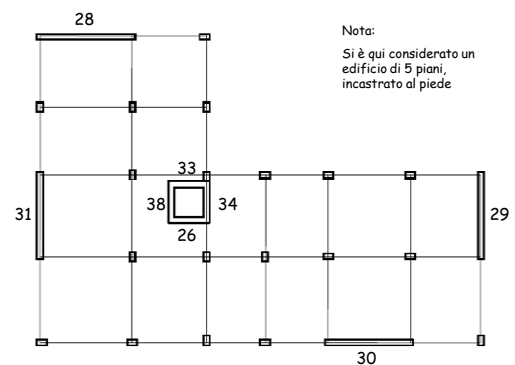
È opportuno far riferimento all'analisi statica o al modo predominante, più che all'involuppo modale

- Azione distribuita dovuta al sisma
  - Carico  $q$  a metro quadro di impalcato
$$q = \frac{F}{A}$$

$F$  = forza di piano  
 $A$  = area dell'impalcato
- 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	245.6	636.0	1693.0	984.6	2128.4
3	954.7	236.1	315.8	927.9	2434.5	740.9	2674.3
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	236.3	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	934.6	
3	302.4	76.0	69.2	292.0	741.5	740.9	
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	%

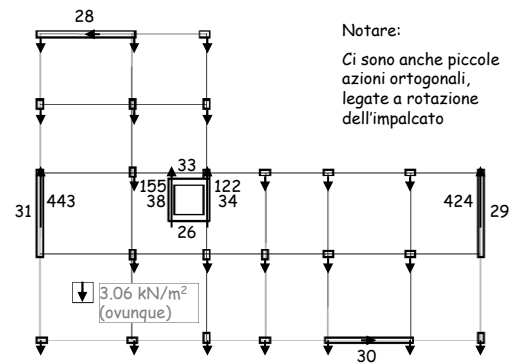
## Azioni sulle pareti forze ( $\Delta V$ ) per sisma y

L'azione massima è al 5° impalcato

Ma la distribuzione delle forze varia da impalcato a impalcato

						$\Delta V$ tot	
						1143.8	
						984.6	
						745.9	
						507.2	
						238.3	
Piano	per 31	par 38	par 34	par 29	$\Sigma$ par	$\Sigma$ pil	
5	10.3	0.3	10.9	18.5	40.0	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	%

## Azioni al 4° impalcato



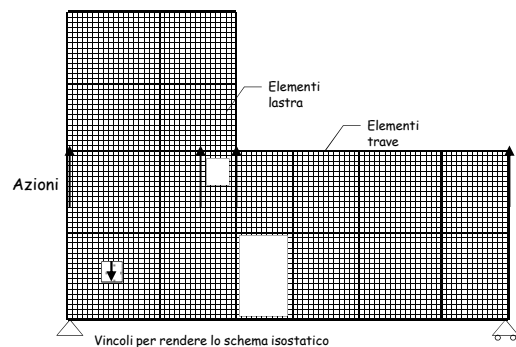
## Modellazione

- 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



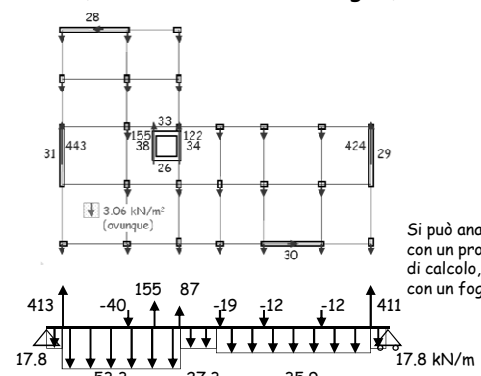
## Modello agli elementi finiti

Il modello fornisce:

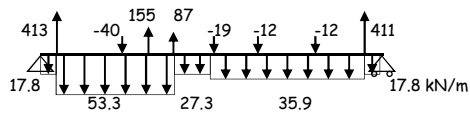
- La deformazione della lastra
- Lo stato tensionale in ogni punto della lastra (e delle travi)
- Da questi risultati può essere espresso il giudizio sulla rigidezza e valutata la resistenza (o l'armatura necessaria)

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

## Modello di trave (con deformazione a taglio)



### 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	4.05	7.15	0.05
x'	0.00	1.55	6.25	8.55	10.05
$\Delta V$	0	413.782	-40.124	155.005	67.358
$\Delta x$		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	-250.83	-122.65	-70.00

Vedi file Impalcato, Foglio Impalcato 4

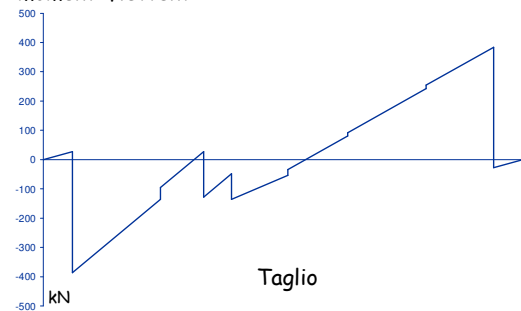
### Modello di trave (con deformazione a taglio)

- 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	25.72	-388.73	212.44	30.33	67.19	-103.24	50.63	-53.07
R2	0.00	0.83	-25.05	38.18	9.80	35.45	-51.77	29.06	-34.30
R	6.09								
M corr			-51.77		-51.77				

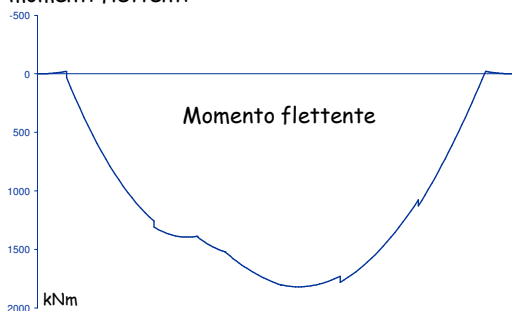
### Modello di trave (con deformazione a taglio)

- Con condizioni di equilibrio si ricavano tagli e momenti flettenti



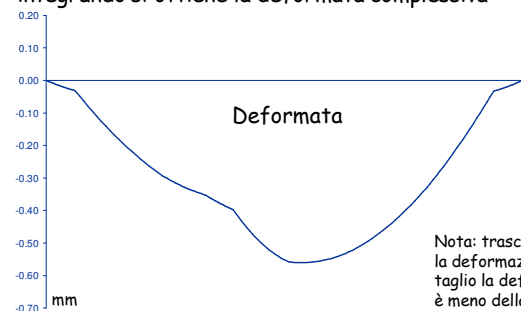
### Modello di trave (con deformazione a taglio)

- Con condizioni di equilibrio si ricavano tagli e momenti flettenti



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

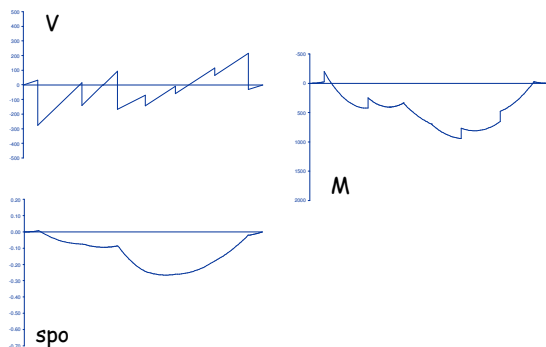
- Calcolando la deformazione dei singoli conci e integrando si ottiene la deformata complessiva



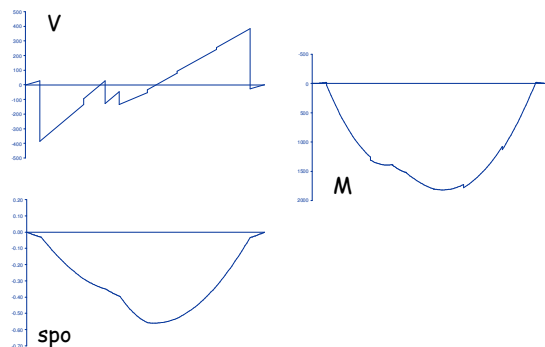
Nota: trascurando  
la deformazione a  
taglio la deformata  
è meno della metà



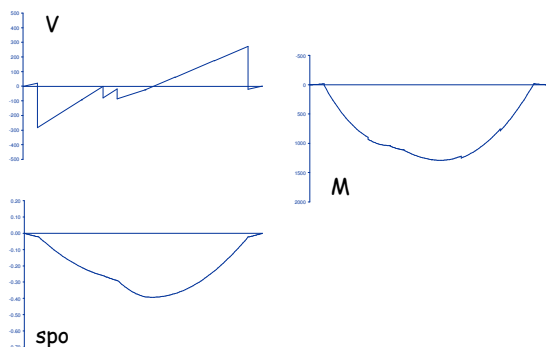
### Confronto: impalcato 5



### 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

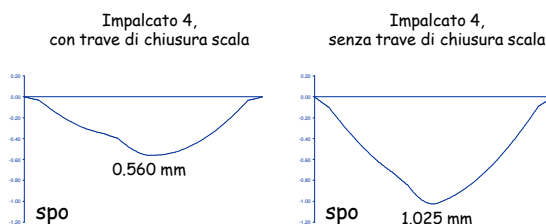
#### SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DEI TRAVERSI

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

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

### Verifica a taglio

- Massimo taglio di calcolo = 383.8 kN  
Incremento del 30%:  $383.8 \times 1.3 = 498.9$  kN

Calcolo armatura:

- Per un metro

$$A_s = \frac{V_{Ed} s}{z f_{yd}} = \frac{500 \times 10^3 \times 1}{4.5 \times 391.3} \times 10^{-2} = 2.84 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Posso disporre 1Ø8/15  $\Rightarrow$  Infilare 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)

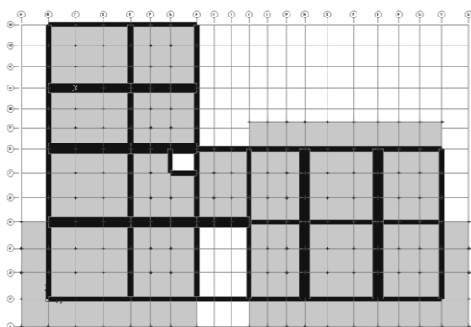
Verifica approssimata:

- Si considera il momento flettente come due forze opposte, con braccio pari all'interasse tra le travi di estremità (8.35 m)

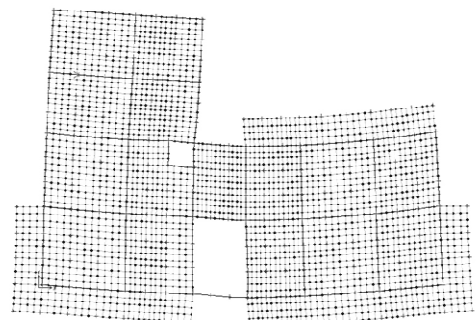
$$F = \frac{M}{z} = \frac{2363}{8.35} = 283 \text{ kN}$$

- Si arma a tensoflessione una trave e si verifica a pressoflessione l'altra
- OK

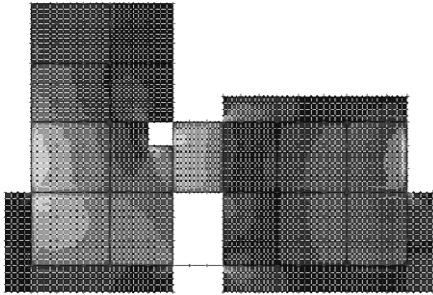
### Modello strutturale 4° impalcato



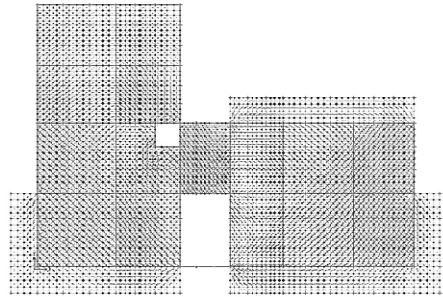
### Deformata 4° impalcato



Stato tensionale  
4° impalcato



Tensioni principali  
4° impalcato



Tensioni principali  
4° impalcato

