

# Progettazione strutturale 2M A

---

## Progetto di una struttura in c.a. : pilastri in zona sismica

Ing. Davide Lavorato  
davide.lavorato@uniroma3.it

# Progetto struttura: indice

---

## Progetto a **PRESSOFLESSIONE**

- Sollecitazioni di progetto (pressoflessione deviata)
- Progetto a pressoflessione deviata (armature long. in sezione in c.a. pre-dimensionata in precedenza)
- Minimi di norma per le geometrie e le armature longitudinali (resistenza e duttilità)
- Verifica a pressoflessione deviata (domini resistenza, pressoflessione retta e deviata!!)
- Verifica della gerarchia delle resistenze «travi-pilastri»
- Armature lungo il pilastro, sovrapposizioni,...
- Particolari costruttivi (incastro gabbie, pilastri rastremati, incastro scale,....)

# Progetto struttura: pressoflessione

---

- ❑ Sollecitazioni di progetto per armature long. pilastri: pressoflessione deviata (carico assiale centrato  $N_{ed}$ , e 2 momenti  $M_{ed2}$  ed  $M_{ed3}$  le due componenti di momento attorno ad assi locali (2 e 3) della sezione!!!)
- ❑ Le sollecitazioni ( $N_{ed}$ ,  $M_{ed2}$  ed  $M_{ed3}$ ) vanno prese da ogni singola combinazione sismica e non sismica!!! NON si lavora con involuppi a meno di semplificazioni che vedremo!
- ❑ Si progettano le armature longitudinali per le due sezioni di estremità dei pilastri ad ogni piano!!!
- ❑ Tiro lungo il pilastro (interpiano) armatura più gravosa tra quelle delle due sezioni poste alle estremità del pilastro!!!!
- ❑ Non progetto le armature long. di tutte le altre sezioni del pilastro con diagramma a gradoni!!!

# Progetto struttura: pressoflessione

---

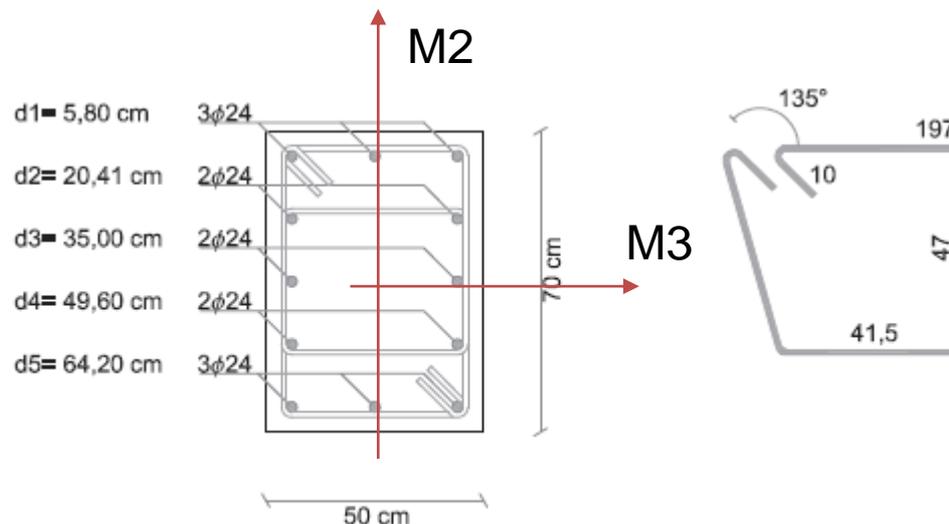
- Progetto e verifica pilastro a pressoflessione con diagrammi di interazione
- Costruisco il diagramma di interazione se sono noti i materiali, le geometrie di sezione e le armature long.
- Definisco delle armature nel pilastro «di prima battuta»
- Costruisco un diagramma di interazione
- Verifico le armature long. disposte
- Se la sezione è non verificata allora modifico le dimensioni della sezione (bracci interni,..) o aumento nel rispetto dei massimi di norma le armature long.

# Progetto struttura: pressoflessione

□ Progetto armature longitudinali (long.) pilastri «di prima battuta»:

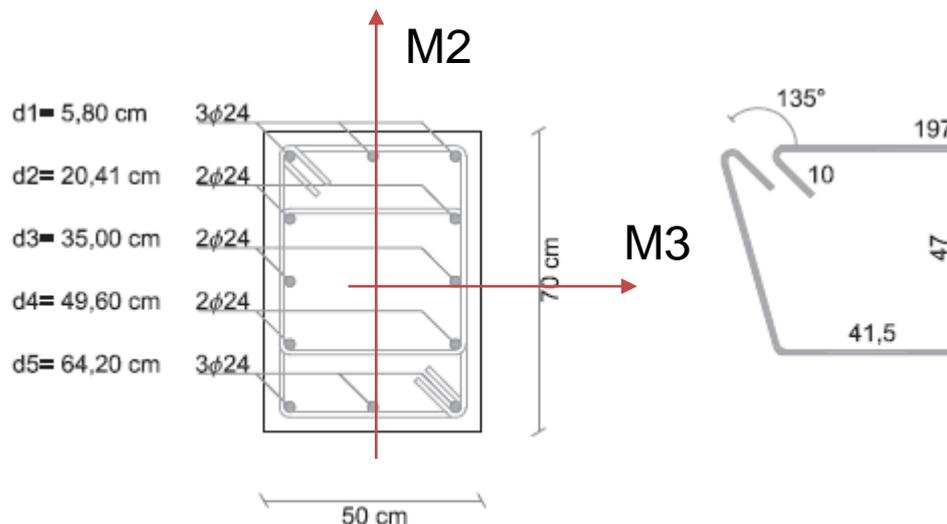
- *rispetto i minimi di norma ( $\rho=1\%$ ,  $4\phi 12\text{mm}$ ,....)*
- *considero le sollecitazioni di sola flessione [ $As_2=M_{2ed}/(0,9*d*f_{yd})$  e  $As_3=M_{3ed}/(0,9*d*f_{yd})$ ]*

□ Armo i pilastri simmetricamente rispetto ai due assi locali (2 e 3) della sezione!!!!



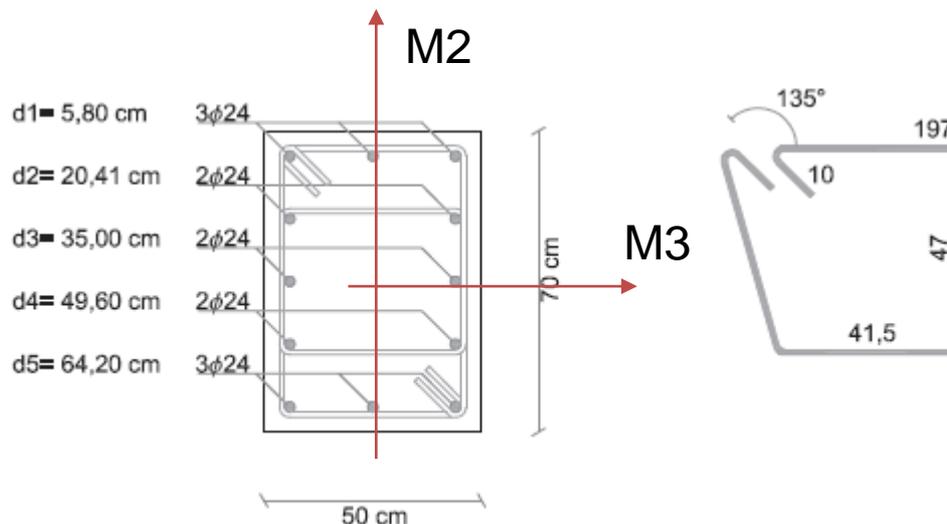
# Progetto struttura: pressoflessione

- ❑ Attenzione definire la armatura minima come pari a 1% senza curarsi delle sollecitazioni può comportare armature «di prima battuta» troppo basse!!!
- ❑ Confrontarsi sempre anche con le sollecitazioni!!! Per evitare progettazioni delle armature long. «per tentativi» (successivi incrementi di armatura) troppo lunghe!!



# Progetto struttura: pressoflessione

- ❑ NB considerare le due sole flessioni M2 ed M3 separatamente per trovare le armature long. rispetto ad asse 2 ed asse 3 di rotazione può comportare armature eccessive!!!
- ❑ Nella sezione lavoreranno tutte le armature presenti sia per resistere alla componente M2 che a quella M3
- ❑ Attenzione a verifica finale prevedendo eventuale riduzione delle armature!!!!



# Progetto struttura: minimi di norma

## 4.1.6.1.2 *Armatura dei pilastri* **longitudinali**

➔ Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a

➔ 
$$A_{s,min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \text{ e comunque non minore di } 0,003 A_c \quad (4.1.44)$$

dove:

$f_{yd}$  è la resistenza di calcolo dell'armatura (riferita allo snervamento)

$N_{Ed}$  è la forza di compressione assiale di calcolo

$A_c$  è l'area di calcestruzzo.

## **staffe**

➔ Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di  $\frac{1}{4}$  del diametro massimo delle barre longitudinali.

## **longitudinali**

➔ Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

# Progetto struttura: minimi di norma

## 7.4.6.2.2 *Pilastri*

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, debbono essere utilizzate armature bi-diagonali.

258

### **Armature longitudinali**

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale, con  $\rho$  rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.27)$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

# Progetto struttura: progetto pilastri

---

- la lunghezza zona critica per pilastro è la maggiore calcolata nelle due direzioni di analisi (x ed y) o (2 e 3 secondo assi locali sezione)

## 7.4.6.1.2 *Pilastri*

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm.

256

---

Se  $\theta$ , quale definito nel § 7.3.1, risulta  $>0,1$ , l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.



# Progetto struttura: minimi norma

## Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe,  $b_{st}$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed  $s$  è il passo delle staffe.

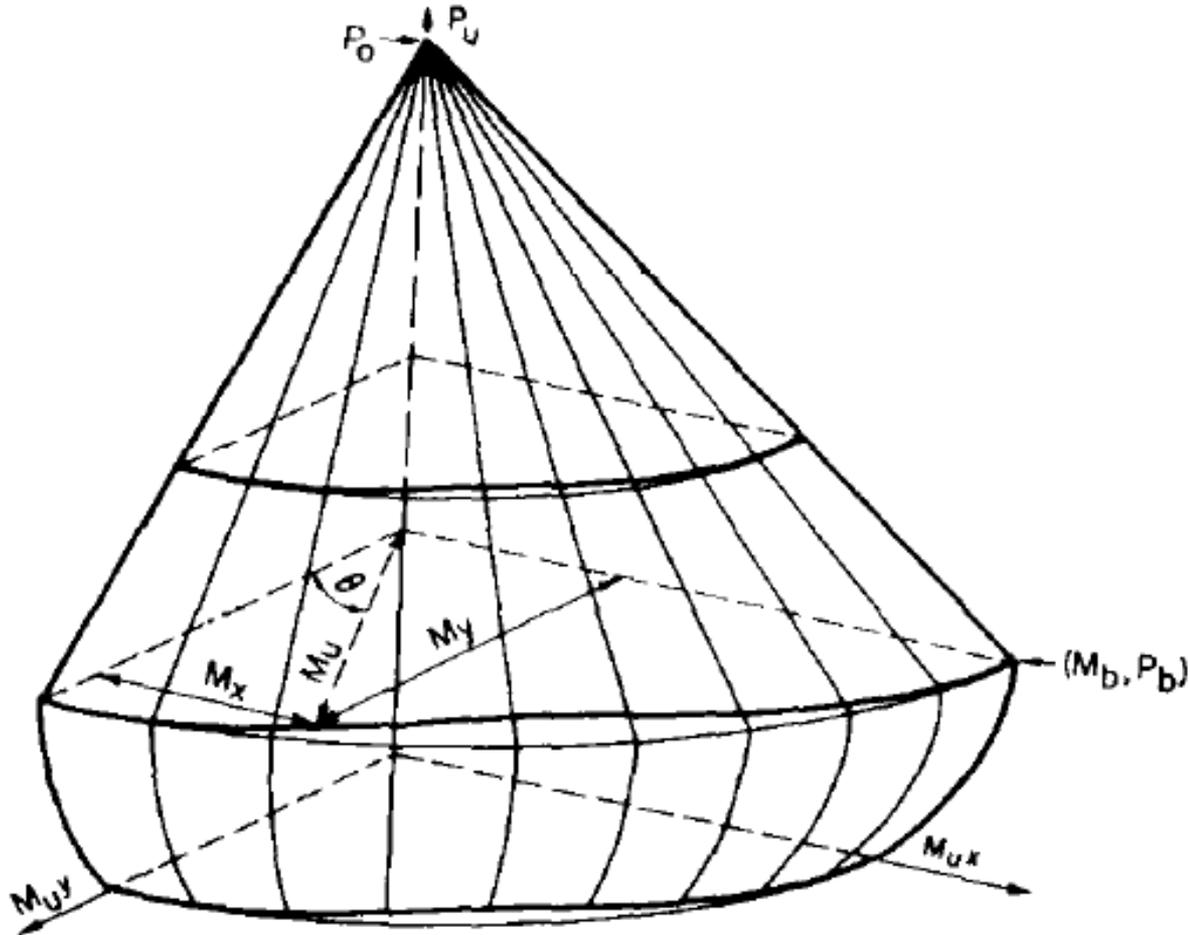
# Progetto struttura: verifica pressoflessione

---

- ❑ Verifica a pressoflessione deviata con dominio di interazione in 3D perché ho terna di sollecitazioni ( $N_{ed}$ ,  $M_{2ed}$  e  $M_{3ed}$ )!!!
- ❑ NB ogni combo sismica e non sismica considerata nel progetto porta a una terna di sollecitazioni nella sezione del pilastro: terna con  $N_{max}$ ,  $M_{2max}$  ed  $M_{3max}$  non esiste
- ❑ Devo considerare data una sezione la terna di ogni combo!!!
- ❑ Dominio di interazione: una superficie nello spazio («una vela») insieme di punti  $N_{rd}$ ,  $M_{2rd}$  ed  $M_{3rd}$  resistenti.
- ❑ Se le terne di sollecitazione sono interne alla superficie allora il pilastro è verificato per quelle terne!!!

# Progetto struttura: verifica pressoflessione

- ❑ Spicchio di vela 3D del dominio di interazione per una sezione in c.a.: tutti i punti interni sono verificati, tutti i punti esterni non verificati, i punti sulla vela sono le resistenze!!!



# Progetto struttura: verifica pressoflessione

- Programma pressoflessione deviata VCASLU!!!
- Vela 3D tagliata da piano con N costante

Verifica C.A. S.L.U. - File: setti 1-2-3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismico Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: setti 1-2-3

N° Verci: 8 Zoom N° barre: 52 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	48	3,14	225	101
2	0	230	49	3,14	225	73
3	230	230	50	3,14	225	45
4	230	0	51	3,14	225	25
5	200	0	52	3,14	225	5
6	200	200				

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$  830,59 kN  
 $M_{xEd}$  465,62 kNm  
 $M_{yEd}$  264,43 kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm]  $kN$   $jN$

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U. +  S.L.U.  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviate

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^P$  349

Precompresso

Materiali  
B450C C25/30  
 $f_{yk}$  67,5 %  $f_{ck}$  2 %  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cu}$  3,5 %  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14,17  
 $E_s/E_c$  19  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $f_{yk}$  1,957 %  $\sigma_{c,adm}$  9,75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{ct}$  1,029

$M_{xRd}$  5,921 kNm  
 $M_{yRd}$  3,436 kNm  
 $e_c$  14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ct}$  3,5 %  
 $e_s$  19,09 %  
d 263,8 cm  
x 40,87  $\lambda_d$  0,1549  
 $\rho$  0,7

setti 1-2-3 - NEd = 830,59 kN

— Mx-MyRd  
● Mx-MyEd  
— Vettore

$M_{xEd}$  465,62 kNm  $M_{yEd}$  264,43 kNm  $\rho_M$  0,07822

$M_{xRd}$  5,921 kNm  $M_{yRd}$  3,436 kNm

Valori Infilisci punti

La verifica risulta soddisfatta

# Progetto struttura: verifica pressoflessione

- ❑ Programma pressoflessione deviata VCASLU!!!
- ❑ Sezione vela con piano M costante



# Progetto struttura: verifica pressoflessione

---

- ❑ Posso progettare e verificare le armature long. del pilastro usando i domini di interazione per due pressoflessioni rette (Ned-M2ed) ed (Ned-M3ed)
- ❑ Se uso due pressoflessioni rette devo poi con formule semplificate considerare anche effetti di pressoflessione deviata (§4.1.2.1.2.4, NTC2008)
- ❑ In zona sismica se verifico con due pressoflessioni rette devo ridurre il dominio resistente del 30% (§7.4.4.2.2.1, NTC2008)

# Progetto struttura: verifica pressoflessione

## □ Zona nn sismica

### 4.1.2.1.2.4 Analisi della sezione

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.3 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli  $\sigma-\varepsilon$  di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad (4.1.9)$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

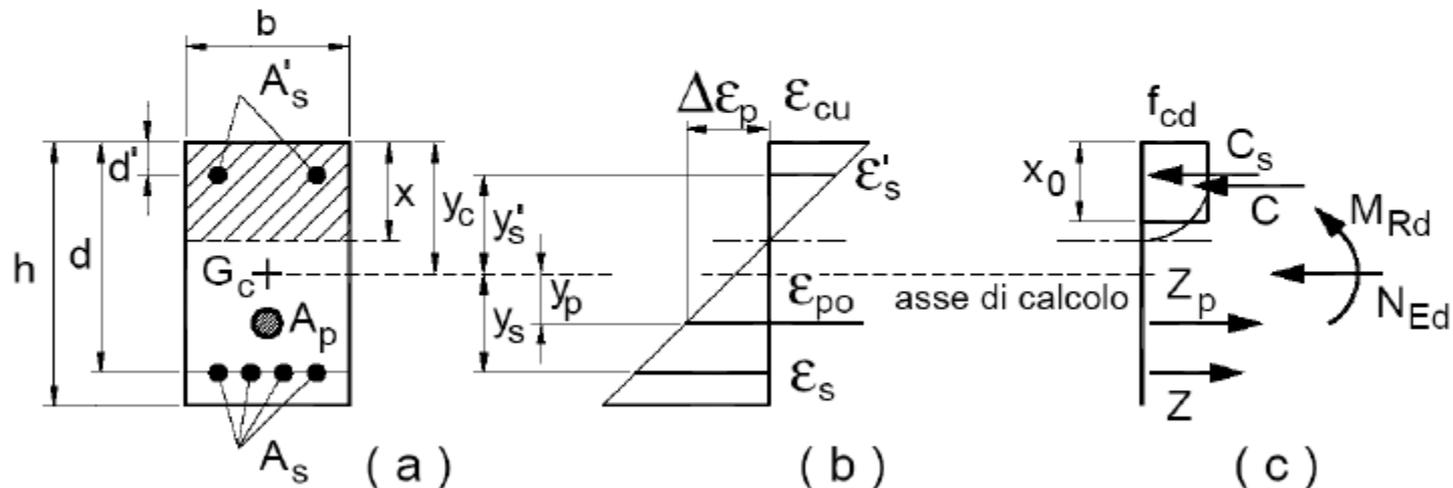


Figura 4.1.3– Sezione pressoinflessa

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo  $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$  con eccentricità e pari almeno a  $0,05h \geq 20\text{mm}$  (con  $h$  altezza della sezione).

# Progetto struttura: verifica pressoflessione

## □ Zona nn sismica

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo  $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$  con eccentricità  $e$  pari almeno a  $0,05h \geq 20\text{mm}$  (con  $h$  altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left( \frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (4.1.10)$$

dove

$M_{E_{yd}}, M_{E_{zd}}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi  $y$  e  $z$ ;

$M_{R_{yd}}, M_{R_{zd}}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi  $y$  e  $z$ .

L'esponente  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed}/N_{Rcd} \quad (4.1.11)$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd} / N_{Rcd} \quad (4.1.12)$$

con  $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$ .

In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente  $\alpha=1$ .

# Progetto struttura: verifiche resistenza

## □ Zona sismica

### 7.4.4.2.2 *Verifiche di resistenza*

#### 7.4.4.2.2.1 *Presso-flessione*

Per le strutture in CD “B” ed in CD “A” la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

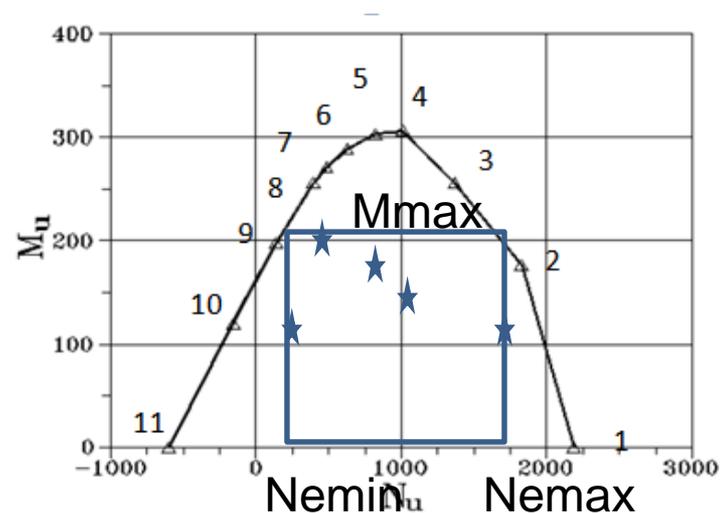
La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1 e la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.

#### 7.4.4.2.2.2 *Taglio*

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1, è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

# Progetto struttura: verifiche resistenza

- ❑ Verifica a pressoflessione retta: nello svolgere il progetto per il corso semplificando posso considerare il rettangolo delle sollecitazioni definite da  $M_{edmax}$ ,  $N_{edmin}$  e  $N_{edmax}$  (li leggo da involuppi)
- ❑ NB il rettangolo include le coppie di sollecitazioni  $N_{ed}$  ed  $M_{ed}$  delle diverse combo (stelle) ma anche molte coppie di sollecitazioni che non esistono (i.e. i vertici di questo rettangolo sono delle coppie “N e M massimi” che non accadono in contemporanea per una sola combinazione delle sollecitazioni considerate nel modello della struttura)



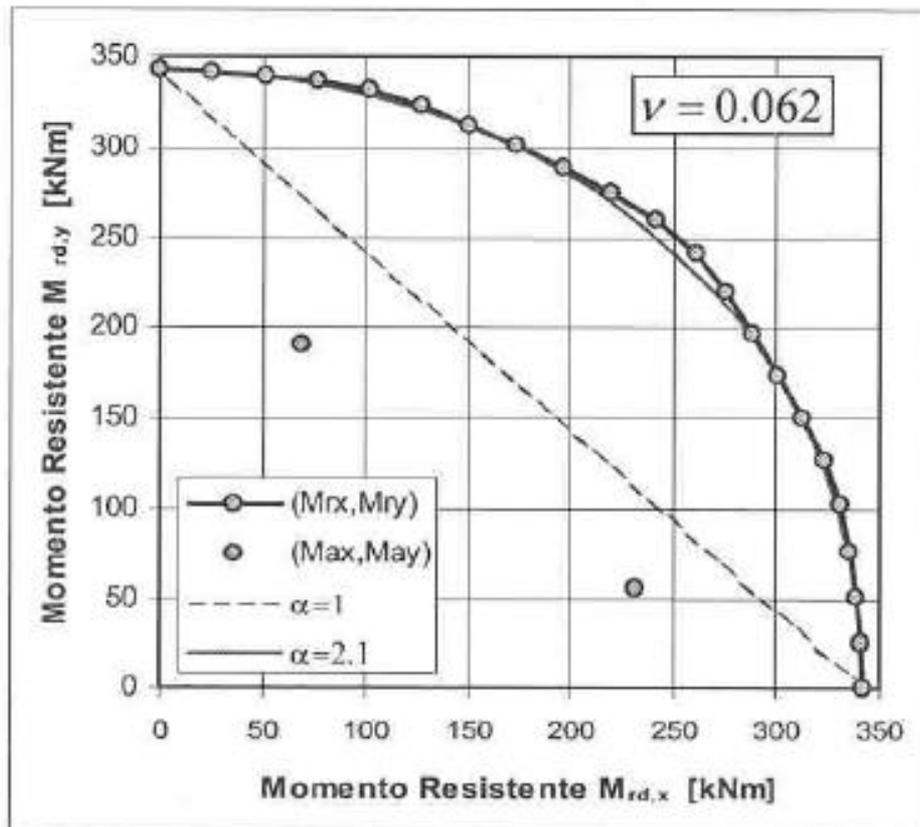
# Progetto struttura: verifiche resistenza

---

- ❑ Progetto pressoflessione deviata pilastri in zona sismica:
  - o dominio 3D con software di calcolo
  - o dominio 2D con software di calcolo (1 pilastro anche a mano nella tesina):
    - ✓ *due verifiche a pressoflessione rette ( $N_{ed}$ ,  $M_{2ed}$ ) e ( $N$ ,  $M_{3ed}$ )*
    - ✓ *Riduzione domini del 30% (§7.4.4.2.2.1)*
    - ✓ *Combinare risultati delle due pressoflessioni rette e verificare la pressoflessione deviata (§4.1.10)*

# Progetto struttura: note su progetto pilastri

❑ Presso-flessione deviate in NTC2008 (§4.1.10)



$$\left( \frac{M_{ad,x}}{M_{rd,x}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{ad,y}}{M_{rd,y}} \right)^\alpha \leq 1$$

$\alpha = 1.0$			
Punto 1	0.677	0.166	0.843
Punto 2	0.203	0.555	0.493
$\alpha = 2.1$			
Punto 1	0.440	0.023	0.700
Punto 2	0.035	0.290	0.493

**NB** Il coefficiente  $\alpha$  dipende in modo sensibile da  $\nu$  e  $\omega_f$ .

# Progetto struttura: verifiche resistenza

---

- ❑ Dopo la verifica dei pilastri a pressoflessione devo verificare il capacity design “travi-pilastri” (§7.4.4)!!!!
- ❑ Se nn rispetto il capacity allora devo rendere i pilastri più resistenti delle travi!!! incremento armature e/o geometrie sezione pilastro
- ❑ Nn è escluso che anche le travi vadano riviste: far scendere i momenti resistenti delle travi se sono dovuti ad armature di minimo in sezioni con geometrie sovradimensionate (rendere altezze travi più basse, togliere fasce piene nn necessarie per solaio a taglio, etc etc)

# Progetto struttura: verifica gerarchia resistenze

## 7.4.4.2 Pilastri

□ Zona sismica

### 7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:



$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD "A" e  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$  è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.2 a, i momenti  $M_{C,Rd}$  e  $M_{b,Rd}$  si determinano come specificato nel § 4.1.2.1.2, assumendo la deformazione massima dell'acciaio  $\epsilon_s = 1\%$ .

Nella (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi.

# Progetto struttura: verifica gerarchia resistenze

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

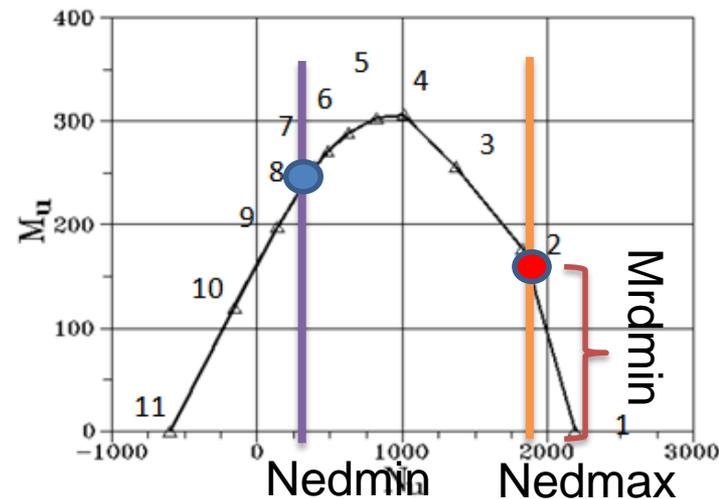
dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD "A" e  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$  è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

- ❑ i momenti resistenti dei pilastri  $M_{C,Rd}$  dipendono dal carico assiale  $N_{ed}$
- ❑ per il progetto in sicurezza (semplificando): scelgo  $N_{ed}$  (nell'intervallo  $[N_{edmin} \ N_{edmax}]$  dato dall'analisi della struttura) che mi dà il più piccolo  $M_{C,Rd}$  (i.e punto 2 nel caso del diagramma in figura)
- ❑ Se la 7.4.4 è verificata con tali momenti resistenti minimi  $M_{C,Rd}$  allora è verificata per tutti i momenti resistenti!!!!
- ❑ NB dipende da intervallo  $N_{edmin}$  e  $N_{edmax}$  che ho e da forma diagramma interazione (valutare caso per caso nell'intervallo degli  $N_{ed}$  quale sia  $M_{C,Rd}$  minimo)



# Progetto struttura: verifica gerarchia resistenze

## C7.4.4.2 Pilastri

□ Zona sismica

### C7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

La frase “Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi” va intesa nel senso che “Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al membro sinistro della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi”. La frase riportata nelle NTC si riferisce all’espressione (C7.2.1) delle presenti Istruzioni, che può essere utilizzata in sostituzione della espressione (7.4.4).

Nella valutazione del taglio di calcolo mediante l’espressione (7.4.5), la lunghezza del pilastro  $l_p$  è da valutarsi escludendo l’ingombro delle travi in esso confluenti.

# Progetto struttura: indice

---

## Progetto a TAGLIO

- Sollecitazioni di taglio da «capacity design»
- Minimi di norma per le staffe
- Verifica a taglio (bielle con inclinazione angolo variabile)
- Staffe lungo il pilastro
- Particolari costruttivi
- Disegno armature!!!

# Progetto struttura: verifica a taglio

---

- ❑ Ho sollecitazioni di taglio da SLU nn sismico
- ❑ Ho sollecitazioni di taglio da sotto-modello “per capacity design”
- ❑ Verifica a taglio con le espressioni in NTC2008 4.1.16, 4.1.18, 4.1.19 e 4.1.20 ( $V_{rd} = \min(V_{rds}, V_{rcd})$ )
- ❑ Scelgo il diametro delle barre per le staffe, il numero di braccia per fissare  $A_{sw}$  e assumo un passo  $s$  (rispetto dei minimi,...) calcolo quindi l'angolo  $Teta$  corrispondente
- ❑ Noto il rapporto  $A_{sw}/s$  e il  $teta$  corrispondente calcolo il taglio resistente!!!

## 7.4.4.2.2.2 *Taglio*

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1, è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

# Progetto struttura: verifica a taglio

## 4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

# Progetto struttura: verifica a taglio

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\operatorname{ctg}\theta_1 \leq \operatorname{ctg}\theta) \quad (4.1.21)$$

dove  $\theta_1$  è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da  $\operatorname{ctg}\theta_1 = \tau/\sigma_1$  mentre  $\tau$  e  $\sigma_1$  sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$$a_1 = 0,9 \cdot d \cdot (\operatorname{ctg}\theta - \operatorname{ctg}\alpha) / 2 \geq 0 \quad (4.1.22)$$

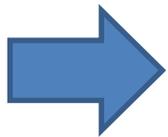
# Progetto struttura: taglio di capacity

## □ Zona sismica: sotto-schema capacity

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento  $M_{C,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro.

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^s$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^i$  secondo l'espressione:



$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

nella quale  $l_p$  è la lunghezza del pilastro. Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, le sollecitazioni di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento sono calcolati utilizzando la relazione (7.4.5), dove l'altezza  $l_p$  è assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

# Progetto struttura: taglio di capacity

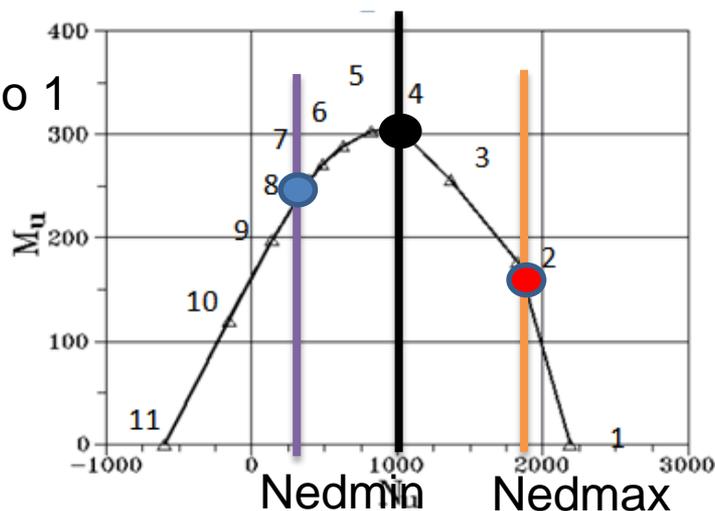
- Nella espressione 7.4.5 uso in sicurezza (semplificando)  $M_{C,Rd}$  più grandi possibili (massimi) per ottenere il taglio Massimo  $V_{Ed}$  di capacity

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

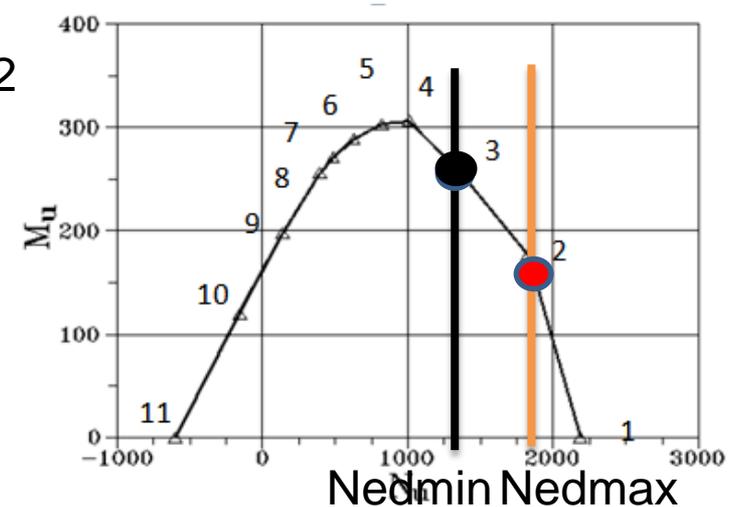
- Trovo  $M_{C,Rd}$  massimi su diagramma interazione del pilastro scegliendo un  $N_{ed}$  nell'intervallo  $[N_{edmin} \ N_{edmax}]$  che mi dà momenti  $M_{C,Rd}$  più grandi (pallino nero)

- $M_{C,Rd}$  massimi dipendono da intervallo  $[N_{edmin} \ N_{edmax}]$  e da forma tratto dominio interazione considerate nell'intervallo

Caso 1



Caso 2



# Progetto struttura: minimi per staffe NTC2008

## Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe,  $b_{st}$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed  $s$  è il passo delle staffe.

Confinamento  
Calcestruzzo garantire  
minimo di duttilità!!

# Progetto struttura: EC8 minimi per duttilità

- ❑ Confinamento calcestruzzo per garantire un minimo di duttilità!! NN devo fare verifiche di duttilità locale se lo garantisco!!!
- ❑ Confinamento calcestruzzo dipende da percentuale volumetrica di staffe
- ❑ Ast indicato nella NTC2008 come area complessiva dei bracci delle staffe viene da espressione EC8 esplicitata per Ast/s!!!

$\alpha\omega_{wd} = 30\mu_{\phi}v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$ <p>Dove:</p> $\omega_{wd} = \frac{\text{volume staffe di confinamento}}{\text{volume calcestruzzo confinato}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$ <p>Perc. meccanica volumetrica;  <math>v_d = N_{sd}/(A_c f_{cd})</math> – azione assiale normalizzata;  <math>\varepsilon_{sy,d}</math> – deformazioni a snervamento dell'acciaio;  <math>\mu_{\phi}</math> – duttilità richiesta;  <math>h_c</math> e <math>h_o</math> – dim.max. totale e confinata del pilastro;  <math>b_c</math> e <math>b_o</math> – dim.min. totale e confinata del pilastro;  <math>\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s</math> – indice di efficienza del confinamento.</p>	<p><u>Sezioni Rettangolari</u></p> $\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_o h_o}$ $\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right)$ <p><u>Sez. Circolari con Staffe</u></p> $\alpha_n = 1$ $\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2$ <p><u>Sez. Circolari con Spirale</u></p> $\alpha_n = 1$ $\alpha_s = (1 - s/2D_o)$	
--	---	--

- $\omega_{wd} \geq 0,08$  nella zona critica alla base di una colonna primaria;

# Progetto struttura: EC8

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \tag{5.15}$$

where

$\omega_{wd}$	is the mechanical volumetric ratio of confining hoops within the critical regions
$\left[ \omega_{wd} = \frac{\text{volume of confining hoops}}{\text{volume of concrete core}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right];$	
$\mu_{\phi}$	is the required value of the curvature ductility factor;
$v_d$	is the normalised design axial force ( $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ );
$\varepsilon_{sy,d}$	is the design value of tension steel strain at yield;
$h_c$	is the gross cross-sectional depth (parallel to the horizontal direction in which the value of $\mu_{\phi}$ used in (6)P of this subclause applies);
$h_o$	is the depth of confined core (to the centreline of the hoops);
$b_c$	is the gross cross-sectional width;
$b_o$	is the width of confined core (to the centreline of the hoops);
$\alpha$	is the confinement effectiveness factor, equal to $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , with:

a. For rectangular cross-sections:

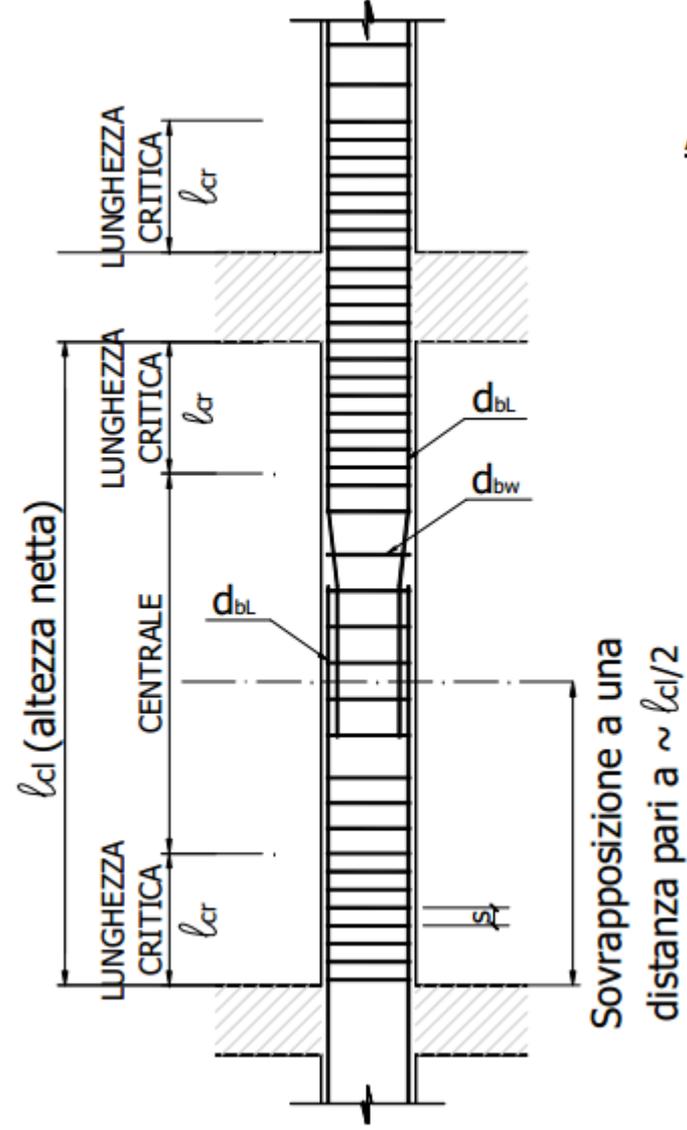
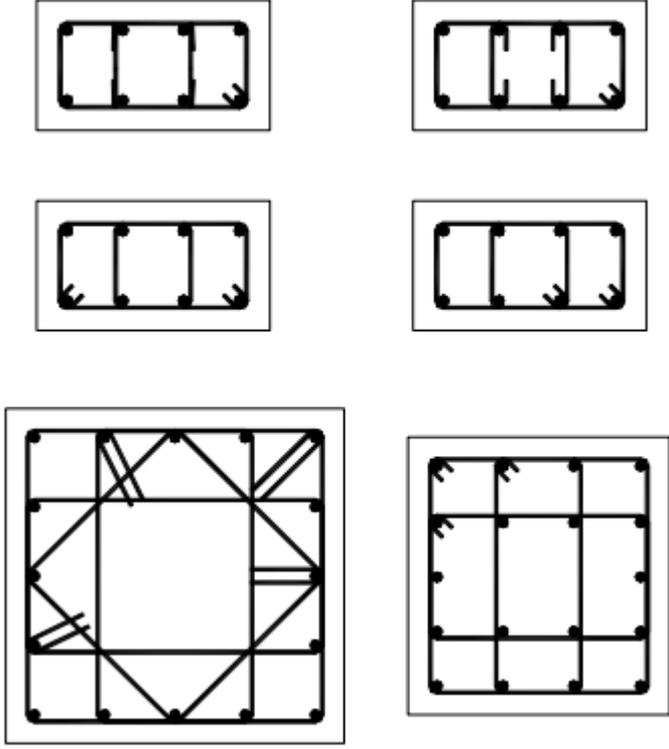
$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 b_o h_o} \tag{5.16a}$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o) \tag{5.17a}$$

where

$n$	is the total number of longitudinal bars laterally engaged by hoops or cross ties; and
$b_i$	is the distance between consecutive engaged bars (see Figure 5.7; also for $b_o$ , $h_o$ , $s$ ).

# Progetto struttura: tipi di staffatura



# Progetto struttura: tipi di staffatura e duttilità

