



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

**DICEA**  
DIPARTIMENTO  
DI INGEGNERIA CIVILE  
E AMBIENTALE

## **Integrazione alla trattazione della duttilità NTC 2018**

**Prof.ssa Ing. Gloria Terenzi**

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale - DICEA  
Università di Firenze

***Corso di Costruzioni in zona sismica***

#### **4.1. COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO**

Formano oggetto delle presenti norme le strutture di:

- calcestruzzo armato normale (cemento armato)
- calcestruzzo armato precompresso (cemento armato precompresso)
- calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato

con riferimento a calcestruzzi di peso normale e con esclusione di quelle opere per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Al § 4.1.12 sono date inoltre le norme integrative per le strutture in calcestruzzo di inerte leggero.

Nel seguito si intendono per calcestruzzi ordinari i calcestruzzi conformi al presente § 4.1 ed al § 11.2, con esclusione dei calcestruzzi di aggregati leggeri (LC), di cui al §4.1.12, e di quelli fibrorinforzati (FRC), di cui al §11.2.12.

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniaxiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa (§ 11.2).

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206 e nella UNI 11104.

Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza della Tab. 4.1.I.

# Il materiale calcestruzzo

## NTC 2008

Tabella 4.1.I – Classi di resistenza

CLASSE DI RESISTENZA
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
C 32/40
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

### 7.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 7.4.2.1 CONGLOMERATO

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25 (v. § 4.1) o LC20/22.

## NTC 2018

Tab. 4.1.I – Classi di resistenza

Classe di resistenza
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

I calcestruzzi delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.II, fatti salvi i limiti derivanti dal rispetto della durabilità.

Oltre alle classi di resistenza riportate in Tab. 4.1.I si possono prendere in considerazione le classi di resistenza già in uso C28/35 e C32/40.

Tabella 4.1.II – Impiego delle diverse classi di resistenza

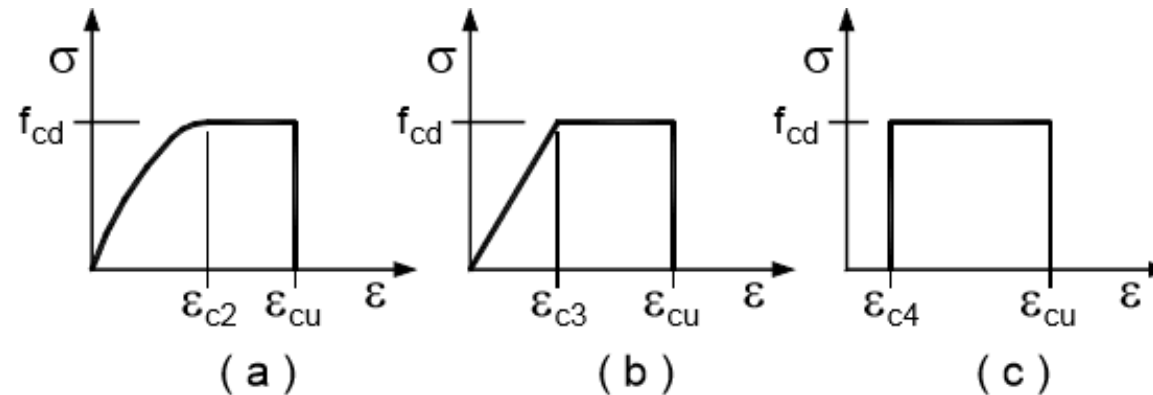
STRUTTURE DI DESTINAZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C28/35

Tab. 4.1.II – Impiego delle diverse classi di resistenza

Strutture di destinazione	Classe di resistenza minima
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C28/35

## Il materiale calcestruzzo: *modellazione*

**NTC 2008**



In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0,20\% & \epsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% & \epsilon_{c4} &= 0,07\% \end{aligned}$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

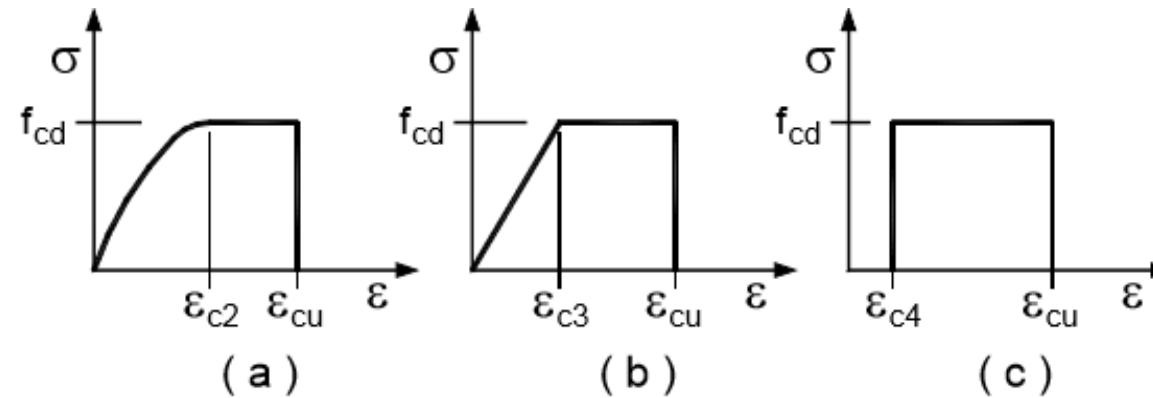
$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53} & \epsilon_{cu} &= 0,26\% + 3,5\%[(90 - f_{ck})/100]^4 \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% + 0,055\%[(f_{ck} - 50)/40] & \epsilon_{c4} &= 0,2 \cdot \epsilon_{cu} \end{aligned}$$

purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore  $\epsilon_{c2}$  anziché  $\epsilon_{cu}$ .

## Il materiale calcestruzzo: *modellazione*

**NTC 2018**



In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo:

(a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block).

In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\%$$

$$\epsilon_{c4} = 0,07\%$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53} \quad \epsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5\% [(90 - f_{ck}) / 100]^4$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\% + 0,055\% [(f_{ck} - 50) / 40] \quad \epsilon_{c4} = 0,2 \cdot \epsilon_{cu}$$

purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima di progetto il valore  $\epsilon_{c2}$  anziché  $\epsilon_{cu}$ .

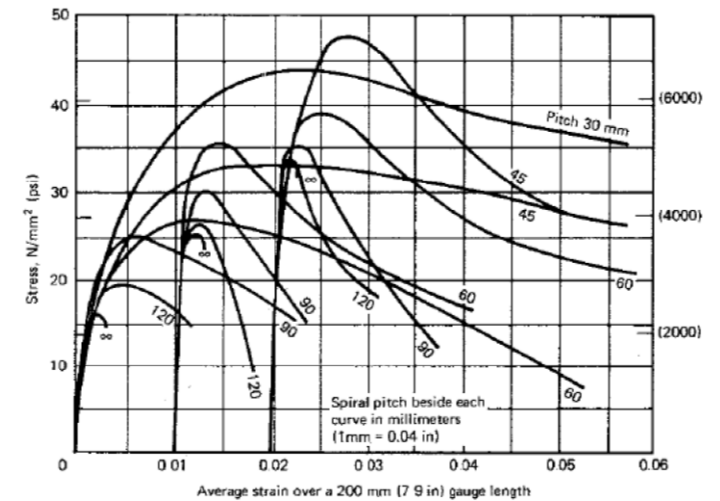
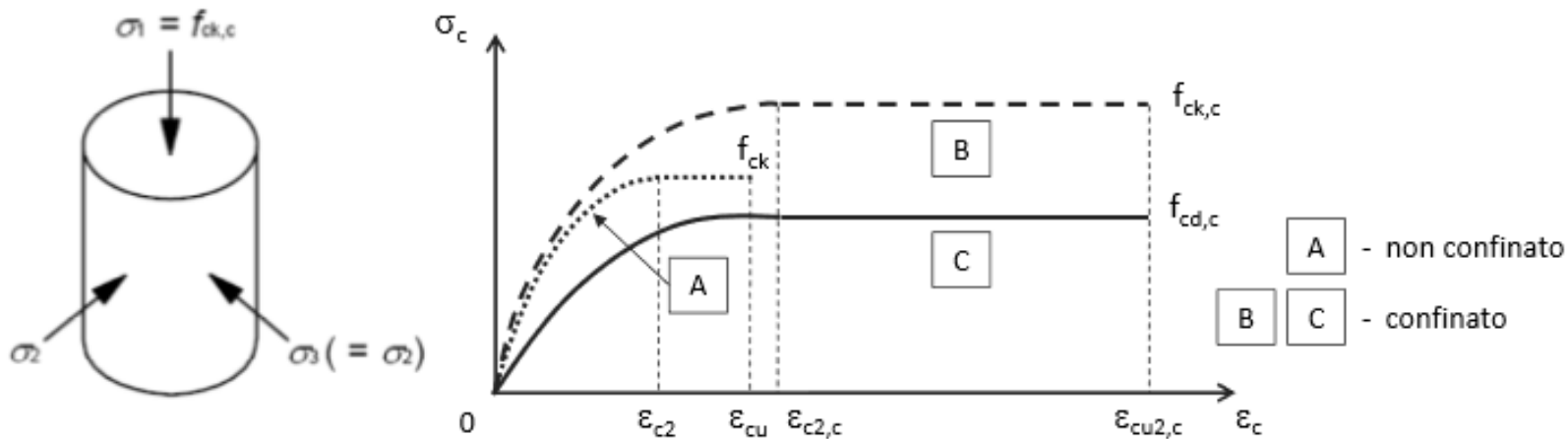
# Il materiale calcestruzzo: *modellazione*

NTC 2018

## Calcestruzzo confinato

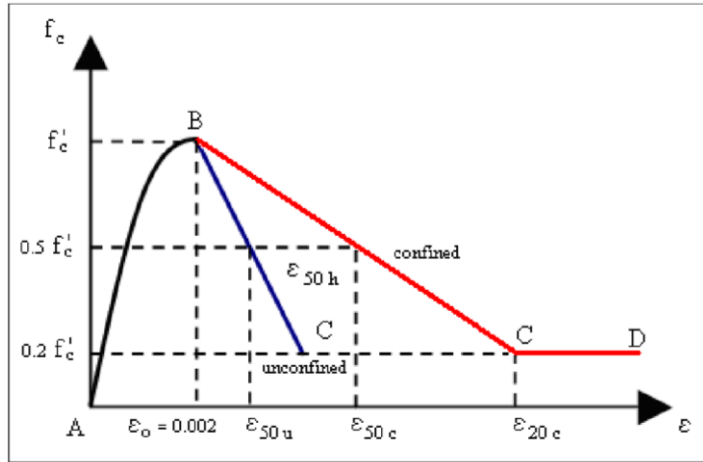
Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo confinato è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale in stato triassiale. Questi modelli possono essere adottati nel calcolo sia della resistenza ultima sia della duttilità delle sezioni e devono essere applicati alle sole zone confinate della sezione.

Il confinamento del calcestruzzo è normalmente generato da staffe chiuse e legature interne, che possono raggiungere la tensione di snervamento a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo stesso a cui tendono ad opporsi. Il confinamento consente al calcestruzzo di raggiungere tensioni e deformazioni più elevate di quelle proprie del calcestruzzo non confinato. Le altre caratteristiche meccaniche si possono considerare inalterate.



# Il materiale calcestruzzo: modellazione

Kent D.C., Park K. (1971). Flexural members with confined concrete, *Journal Structural Division, ASCE*, 97(7), pp. 1969-1990.



Il confinamento esercitato dalle staffe si attiva solo in prossimità della resistenza a compressione uniaassiale.

L'area confinata è da considerarsi solo quella interna al perimetro esterno delle staffe

→ CONFINAMENTO TRASCURABILE RAMO PRE PICCO (a favore di sicurezza)  
→ DIMINUIZIONE PENDENZA RAMO POST PICCO

RAMO PRE PICCO (parabolico)

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$$

HOGNESTAD (1951)

$$\epsilon_0 = 0.002$$

DEF. AL PICCO

RAMO POST PICCO (lineare)

$$f_c = f'_c [1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_0)]$$

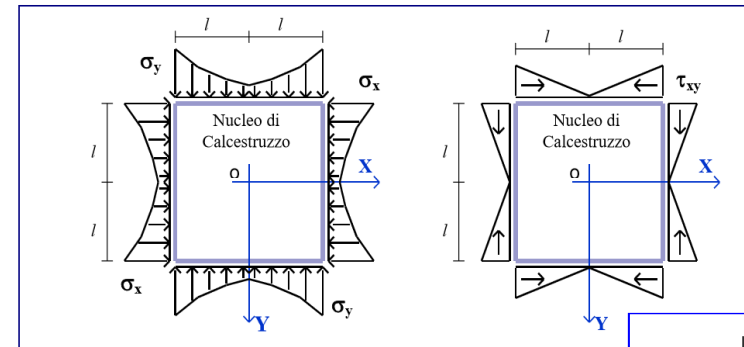
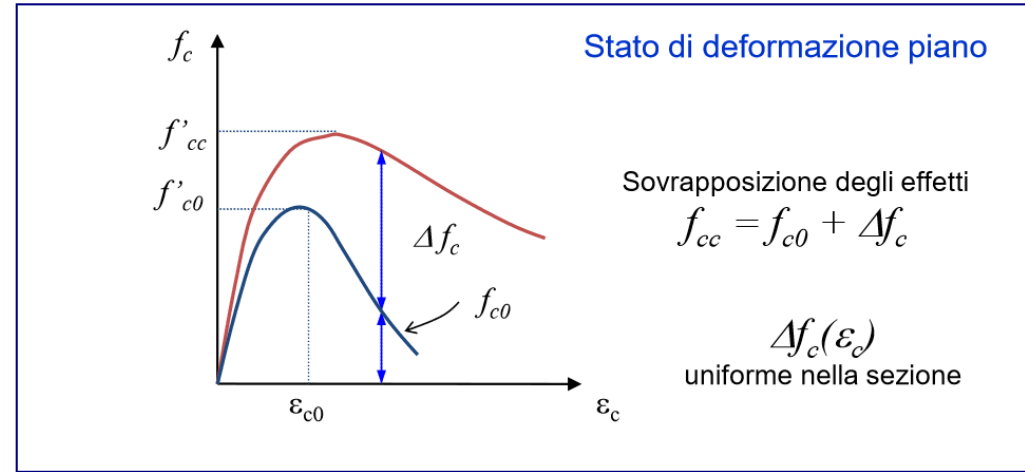
$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50} - \epsilon_0}$$

**CLS NON CONFINATO**

$$\epsilon_{50} = \epsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002 f'_c (\text{psi})}{f'_c (\text{psi}) - 1.000}$$

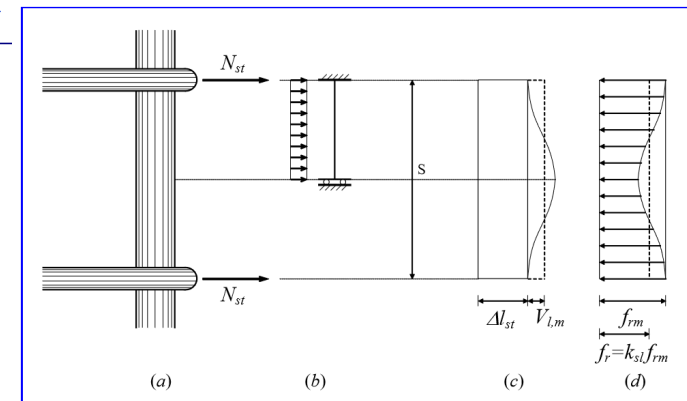
**CLS CONFINATO**

$$\epsilon_{50} = \epsilon_{50c} = \epsilon_{50h} + \epsilon_{50u} \quad \epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho \sqrt{\frac{b''}{s}}$$



Mander J. B., Priestley M.J.N., Park R. (1988). Observed stress-strain behaviour of confined, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114(8), pp. 1827-1849.

Braga F., Gigliotti R., Laterza M. (2006). Analytical stress-strain relationship for concrete confined by steel stirrups and/or FRP jackets, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 132(9), pp. 1402-1416



# Il materiale calcestruzzo: *modellazione*

## NTC 2018

In assenza di più precise determinazioni basate su modelli analitici di comprovata validità, è possibile utilizzare la relazione tensione-deformazione rappresentata in Fig. 4.1.2 (dove le deformazioni di compressione sono assunte positive), in cui la resistenza caratteristica e le deformazioni del calcestruzzo confinato sono valutate secondo le relazioni seguenti:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad [4.1.8]$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \quad [4.1.9]$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad [4.1.10]$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad [4.1.11]$$

$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c \quad [4.1.12]$$

La pressione efficace di confinamento  $\sigma_2$  può essere determinata attraverso la relazione seguente:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_l \quad [4.1.12.a]$$

dove  $\alpha$  è un coefficiente di efficienza ( $\leq 1$ ), definito come rapporto fra il volume  $V_{c,eff}$  di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume  $V_c$  dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali (generalmente trascurabile) e  $\sigma_l$  è la pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali.

La pressione laterale può essere valutata, per ogni direzione principale della sezione, direttamente da considerazioni di equilibrio sul nucleo confinato, in corrispondenza della tensione di snervamento dell'armatura trasversale, come di seguito indicato.



# Il materiale calcestruzzo: modellazione

NTC 2018

a) Per sezioni rettangolari

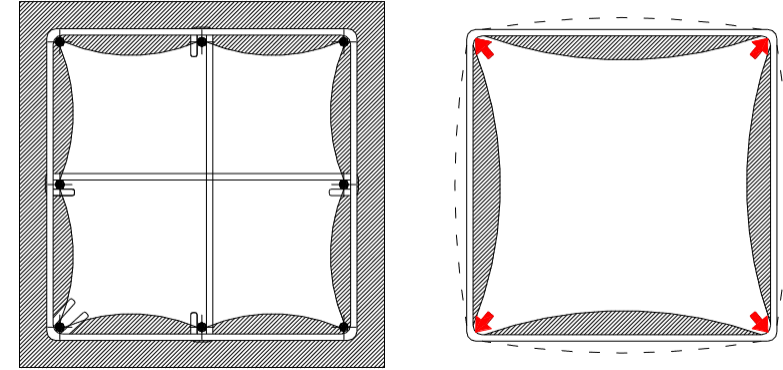
Per le due direzioni principali della sezione  $x$  e  $y$  valgono, rispettivamente, le relazioni:

$$\sigma_{l,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{b_y \cdot s}; \quad \sigma_{l,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{b_x \cdot s} \quad [4.1.12.b]$$

dove  $A_{st,x}$  e  $A_{st,y}$  sono il quantitativo totale (aree delle sezioni) di armatura trasversale in direzione parallela, rispettivamente, alle direzioni principali  $x$  e  $y$ ,  $b_x$  e  $b_y$  sono le dimensioni del nucleo confinato nelle direzioni corrispondenti (con riferimento alla linea media delle staffe),  $s$  è il passo delle staffe,  $f_{yk,st}$  è la tensione caratteristica dell'acciaio delle staffe.

La pressione laterale equivalente  $\sigma_l$  può essere determinata attraverso la relazione:

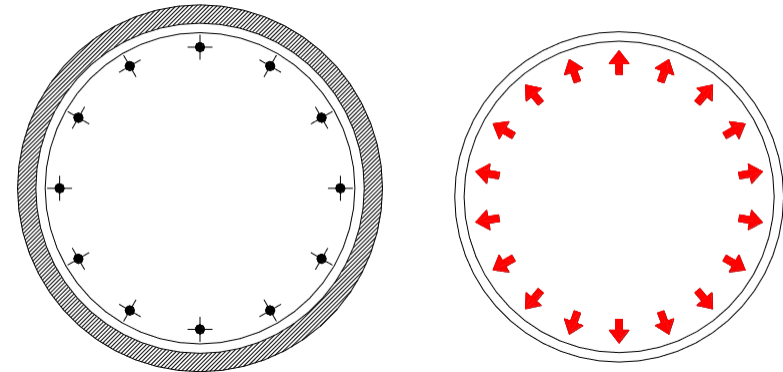
$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{l,x} \cdot \sigma_{l,y}} \quad [4.1.12.c]$$



b) Per sezioni circolari

$$\sigma_l = \frac{2A_{st} \cdot f_{yk,st}}{D_0 \cdot s} \quad [4.1.12.d]$$

dove:  $A_{st}$  è l'area della sezione della staffa,  $D_0$  è il diametro del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe).



# Il materiale calcestruzzo: modellazione

## NTC 2018

Il coefficiente di efficienza  $\alpha$  può essere valutato come prodotto di un termine relativo alla disposizione delle armature trasversali nel piano della sezione e di un termine relativo al passo delle staffe, attraverso la relazione:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad [4.1.12.e]$$

con:

a) per sezioni rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_x \cdot b_y) \quad [4.1.12.f]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_x)] \cdot [1 - s / (2 \cdot b_y)] \quad [4.1.12.g]$$

dove:  $n$  è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature,  $b_i$  è la distanza tra barre consecutive contenute.

b) per sezioni circolari

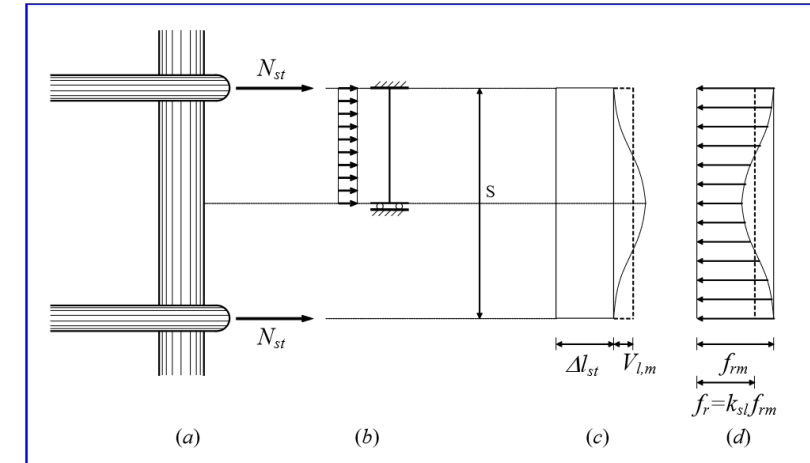
$$\alpha_n = 1 \quad [4.1.12.h]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot D_0)]^\beta \quad [4.1.12.i]$$

dove:  $\beta = 2$  per staffe circolari singole,  $\beta = 1$  per staffa a spirale.

Nella valutazione della capacità della sezione il contributo del copriferro non deve essere considerato nelle zone esterne al nucleo confinato in cui la deformazione massima supera la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato.

Nel caso di utilizzo di rinforzi appositamente progettati per il confinamento degli elementi è possibile considerare i modelli di comportamento riportati in riferimenti tecnici di comprovata validità.



# Il materiale calcestruzzo: modellazione

NTC 2018

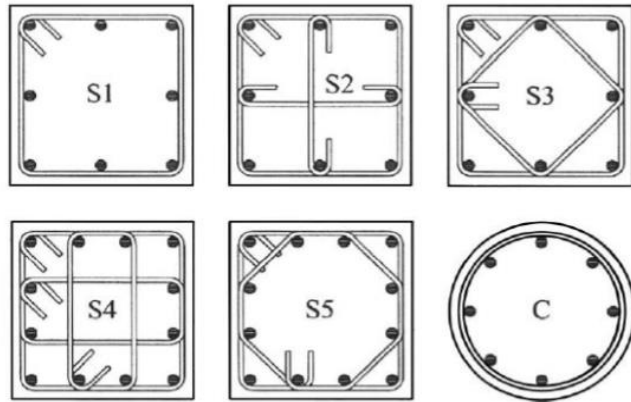


Fig. 8. Different type of transverse reinforcement configurations (square and circular sections)

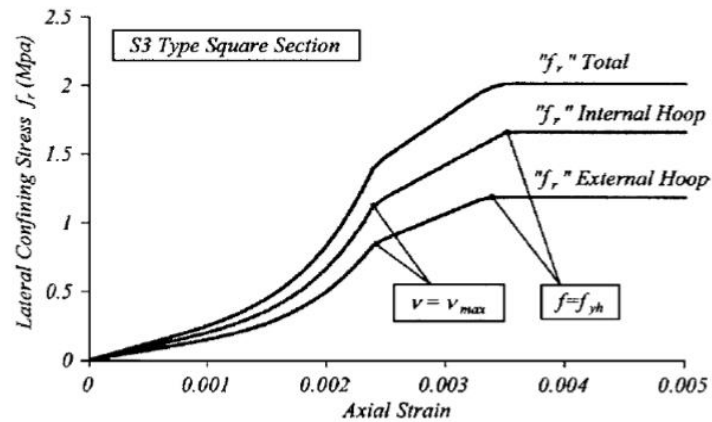


Fig. 12. Confining pressures due to internal and external hoops

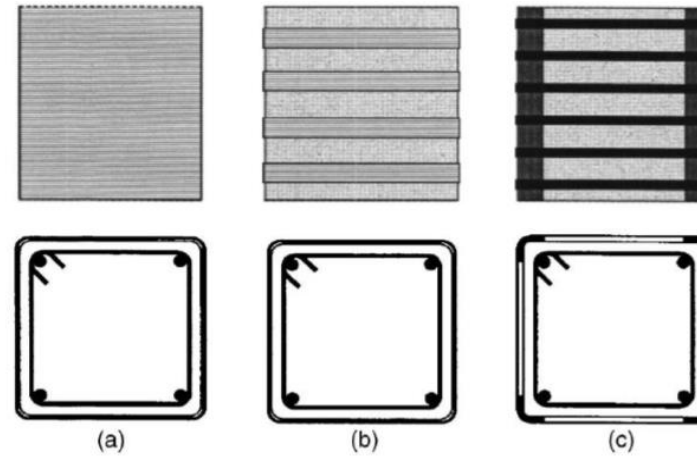


Fig. 13. Different type of external jackets: (a) and (b) FRP; and (c)

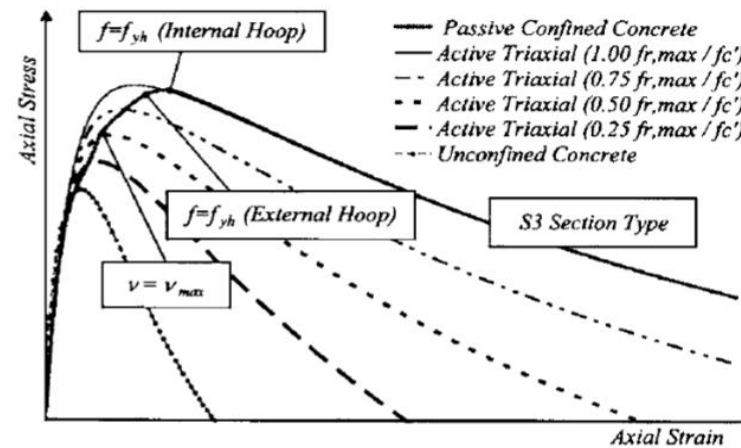


Fig. 15. Example of passive and active stress-strain curves

# Il materiale acciaio: modellazione

## NTC 2008

### 4.1.2.1.2.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo  $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$  ( $\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovrarresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli  $\sigma - \epsilon$  per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

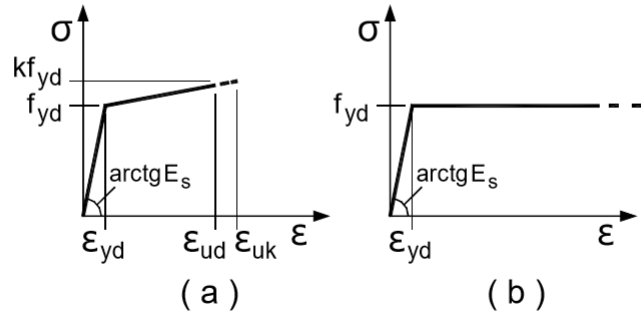


Figura 4.1.2– Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio

Tabella 11.3.Ib

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y,nom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
per $\phi < 12$ mm	4 $\phi$	
per $12 \leq \phi \leq 16$ mm	5 $\phi$	
per $16 < \phi \leq 25$ mm	8 $\phi$	
per $25 < \phi \leq 40$ mm	10 $\phi$	

## NTC 2018

### 4.1.2.1.2.2 Diagrammi di progetto tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di progetto  $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$  ( $\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovrarresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.3 sono rappresentati i modelli  $\sigma - \epsilon$  per l'acciaio:

(a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

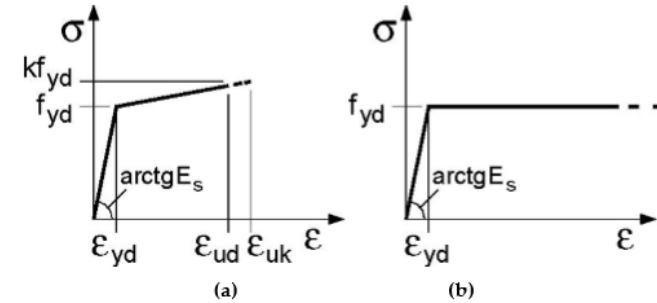


Fig. 4.1.3 – Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio

### 11.3.2. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al precedente § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11.

#### 11.3.2.1 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

L'acciaio per calcestruzzo armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione di snervamento e della tensione a carico massimo da utilizzare nei calcoli:

Tab. 11.3.Ia

$f_{y,nom}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t,nom}$	540 N/mm <sup>2</sup>

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.Ib:

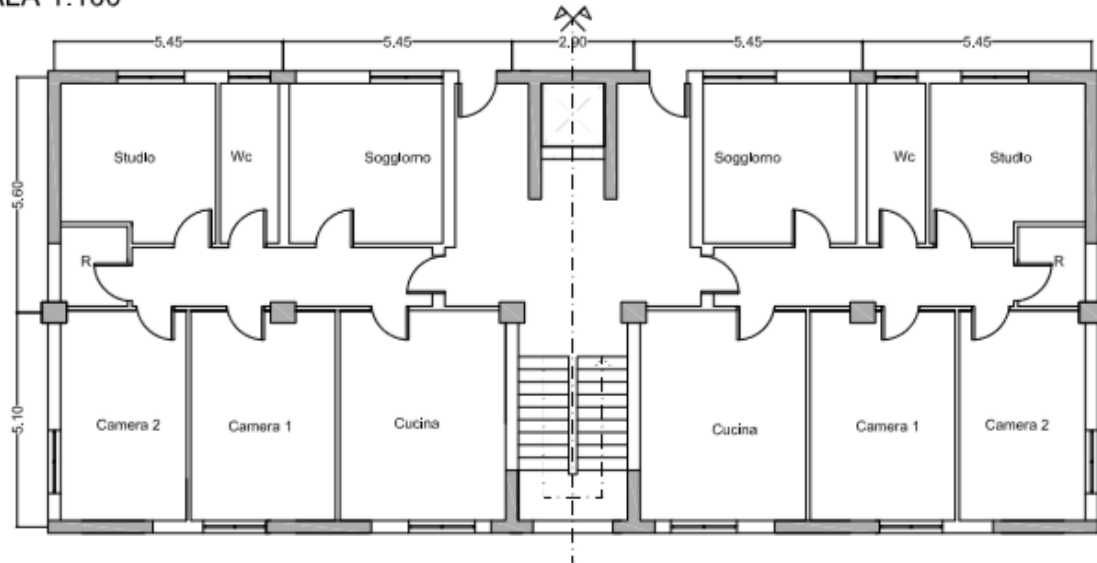
Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo $f_{tk}$	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y,nom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
per $\phi < 12$ mm	4 $\phi$	
per $12 \leq \phi \leq 16$ mm	5 $\phi$	
per $16 < \phi \leq 25$ mm	8 $\phi$	
per $25 < \phi \leq 40$ mm	10 $\phi$	

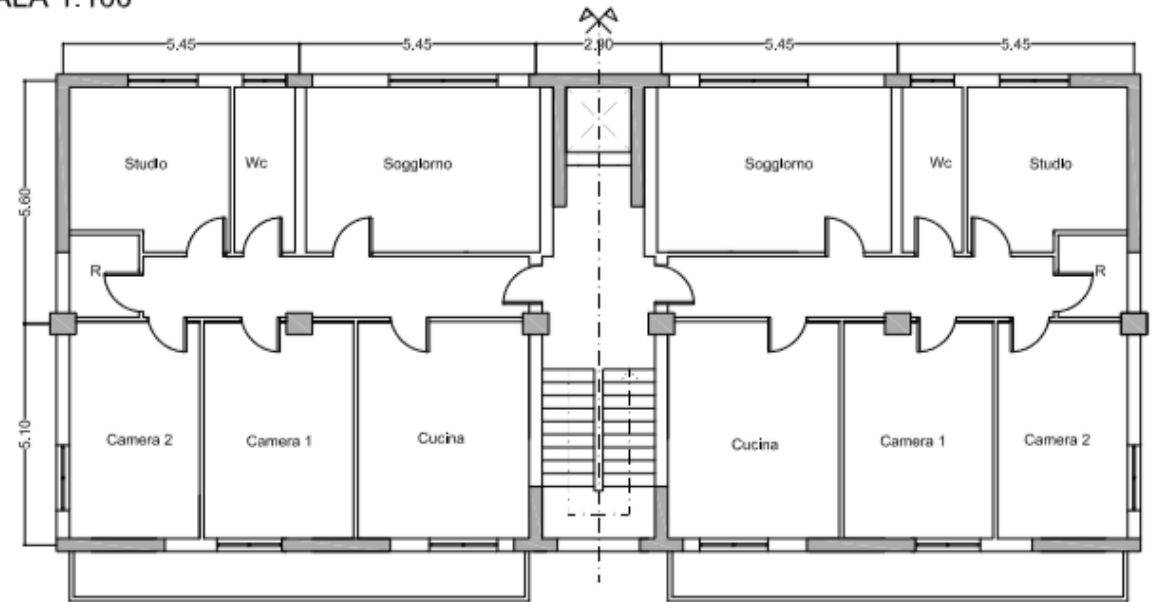
Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

# Caso applicativo di una palazzina in calcestruzzo armato

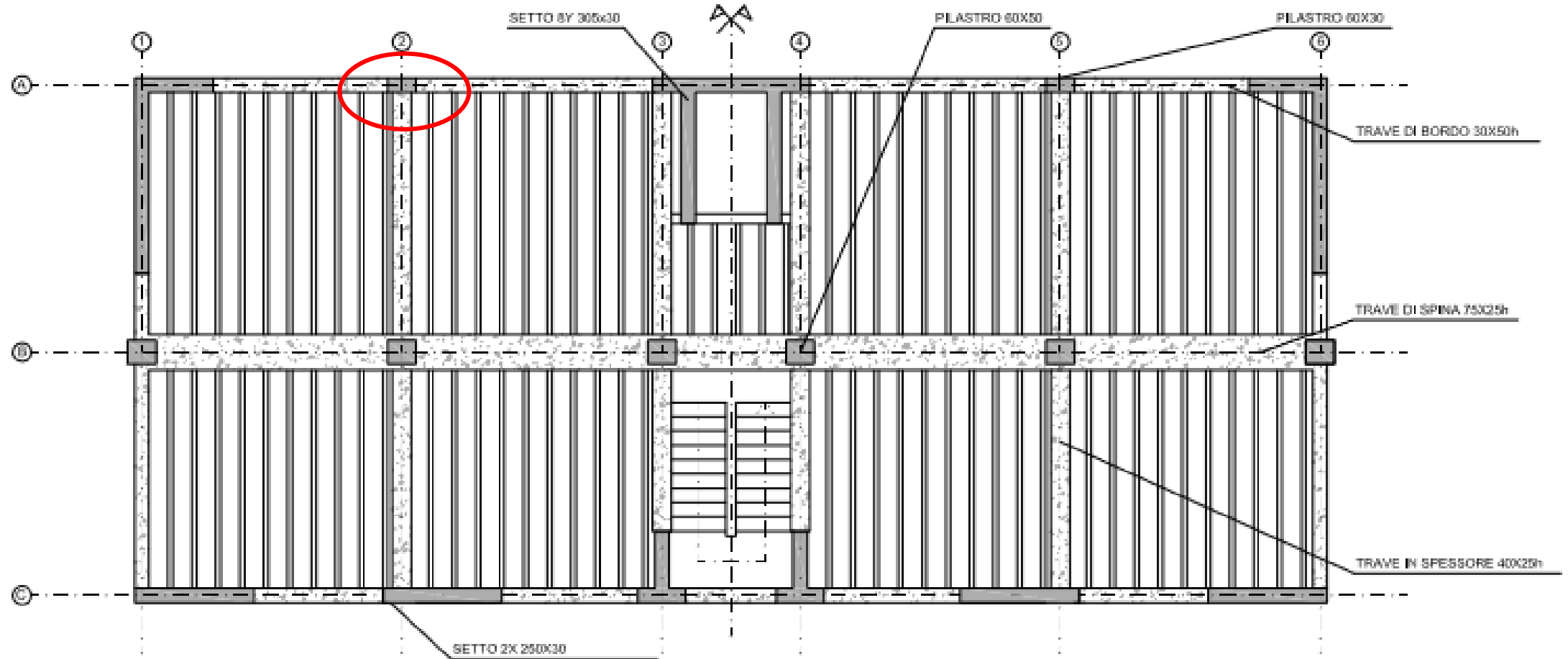
PIANTA ARCHITETTONICA PIANO TERRENO  
SCALA 1:100



PIANTA ARCHITETTONICA PIANO 1, 2, 3, 4  
SCALA 1:100



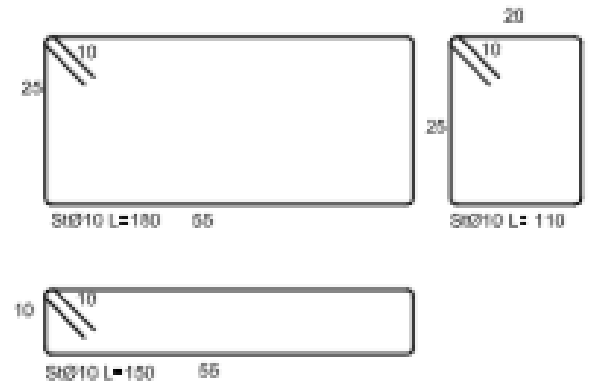
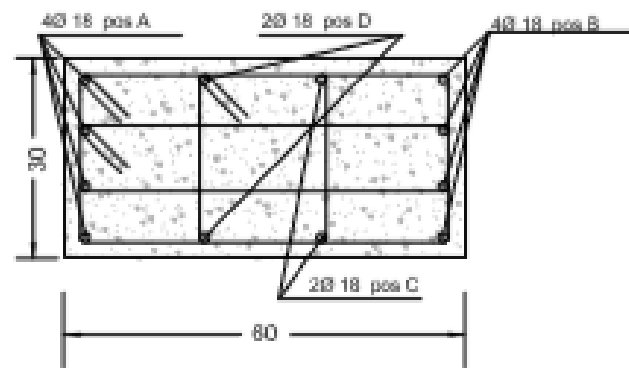
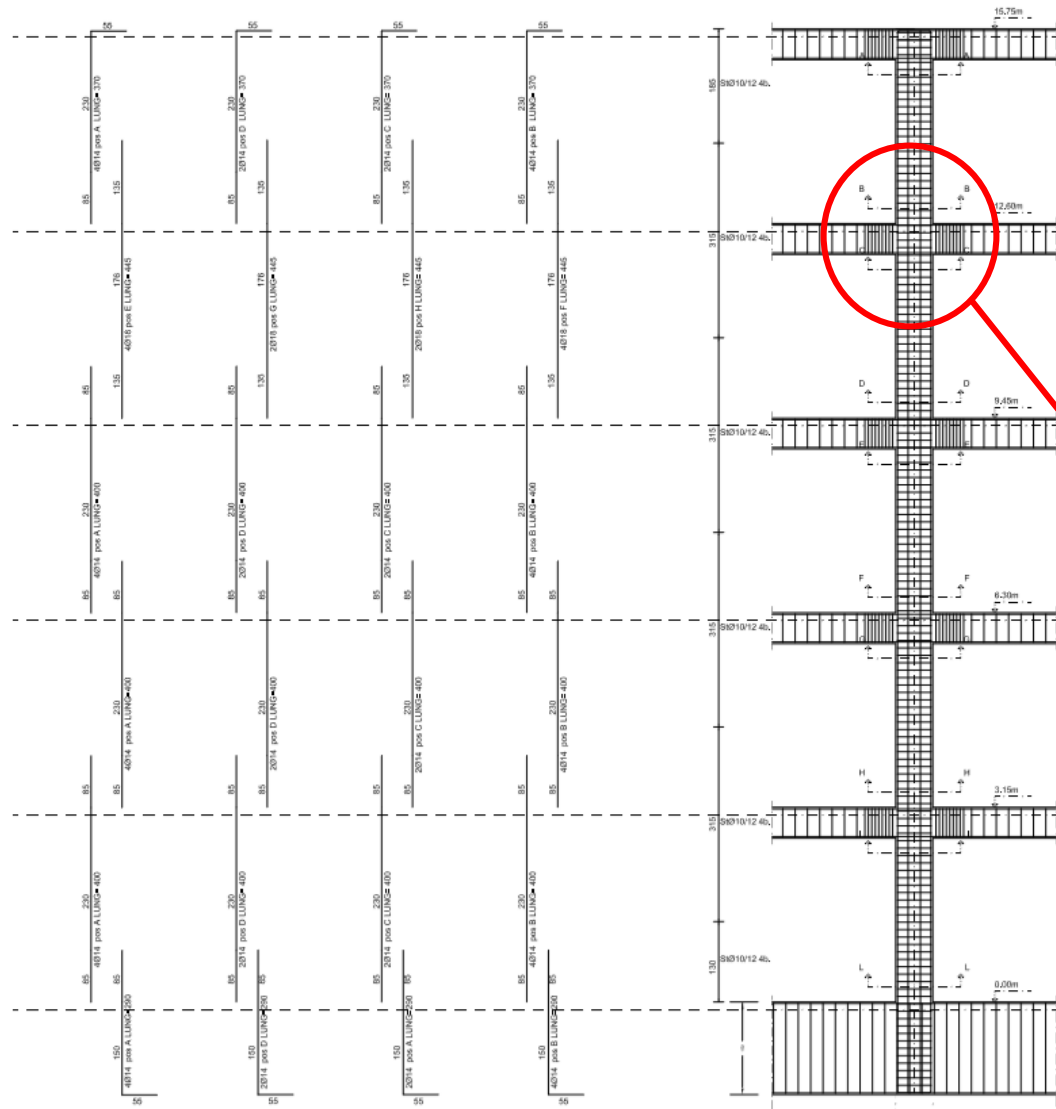
# Caso applicativo di una palazzina in calcestruzzo armato



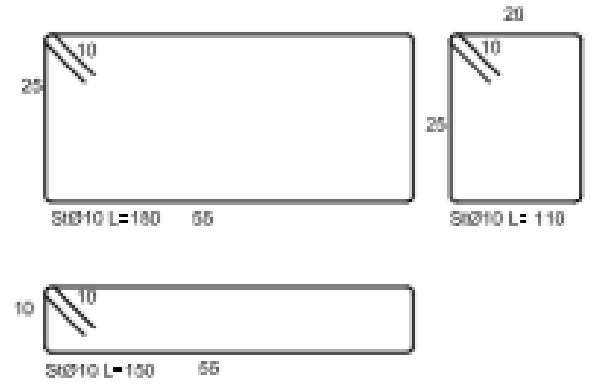
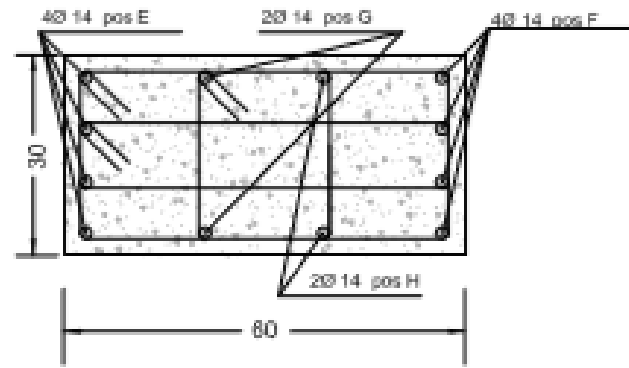
PIANTA STRUTTURALE PIANO 1, 2, 3, 4  
SCALA 1:100

- **Caso applicativo**

SEZIONI A-A, D-D, E-E, F-F, G-G, H-H, I-I, L-L  
PILASTRO A2 SCALA 1:10

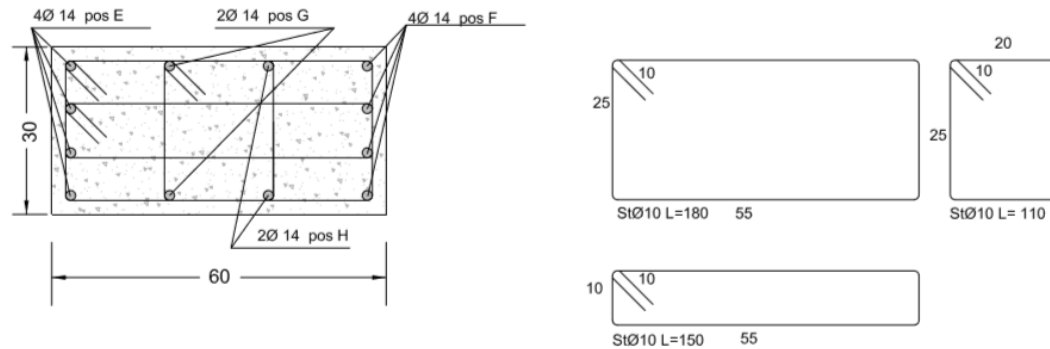


SEZIONI B-B, C-C PILASTRO A2 SCALA 1:10



- **Calcolo delle caratteristiche di sovraresistenza e di deformazione ultima nel caso di considerazione dell'effetto di confinamento**

SEZIONI B-B, C-C PILASTRO A2 SCALA 1:10



Dati:

$$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2 \text{ (cl C28/35)}$$

$$f_{yk,st} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{ (B450C)}$$

$$s = 120 \text{ mm}$$

$$b_{ix} \cong 186 \text{ mm}$$

$$b_{iy} \cong 86 \text{ mm}$$

$$b_x = 530 \text{ mm}$$

$$b_y = 230 \text{ mm}$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_x \cdot b_y}$$

$$\alpha_s = [1 - s/(2 \cdot b_x)] \cdot [1 - s/(2 \cdot b_y)]$$

$$\alpha_n = 0,729$$

$$\alpha_s = 0,65$$

$$\alpha = 0,477$$

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_1$$

$$\sigma_2 = 5,42 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\sigma_{l,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{b_y \cdot s}; \quad \sigma_{l,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{b_x \cdot s}$$

$$\sigma_{l,x} = 2,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{l,y} = 5,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_1 = 11,36 \text{ N/mm}^2$$



- **Calcolo delle caratteristiche di sovraresistenza e di deformazione ultima nel caso di considerazione dell'effetto di confinamento**

$$\sigma_2 = 5,42 \text{ N/mm}^2 > 0,05 f_{ck} = 1,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,0 + 5,0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad [4.1.8]$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1,125 + 2,5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{per } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad [4.1.9]$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad [4.1.10]$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad [4.1.11]$$

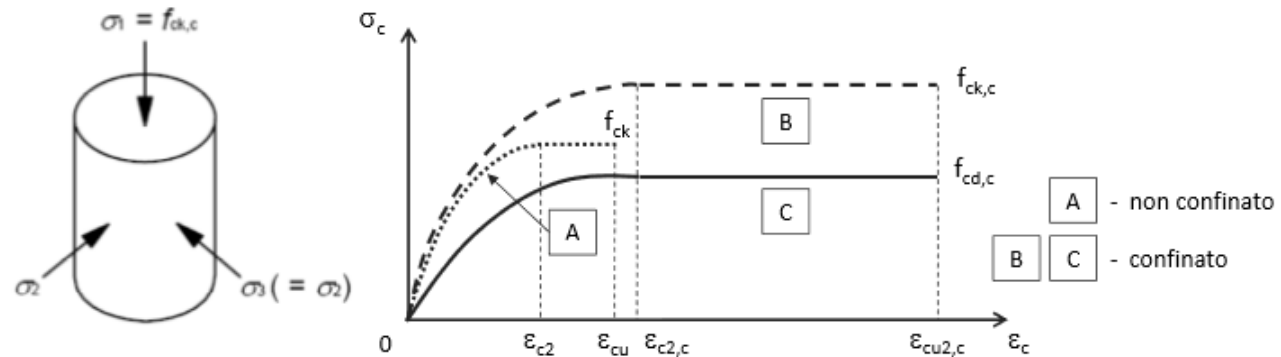
$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c \quad [4.1.12]$$

$$f_{ck,c} = 45,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd,c} = 25,5 \text{ N/mm}^2 \cong 1,6 f_{cd}$$

$$f_{cd} = 15,86 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0422$$



# • Caso applicativo

## AZIONI SULLA STRUTTURA

### RIEPILOGO DEI DATI DI PROGETTO

Riassumiamo i dati dell'edificio che andiamo a progettare:

Luogo di costruzione: Trento, Trentino Alto Adige

Piani fuori terra: 5

Larghezza edificio (dir.x): 25,18m

Profondità edificio (dir y): 11,18m

Altezza alla gronda: 16,1m

## CARICO DELLA NEVE

Azione della neve

Il carico della neve sulla copertura viene valutato con la seguente espressione:

$$q_s = m_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

$\mu_i$  è il coeff. di forma della copertura (**NTC08 § 3.4.5 - NTC2018 §3.4.3**)

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni (**NTC § 3.4.2 - NTC2018 § 3.4.2**)

$C_E$  è il coeff. di esposizione (**NTC08 § 3.4.3 - NTC2018 § 3.4.4**)

$c_t$  è il coeff. termico (**NTC08 § 3.4.4 - NTC2018 §3.4.5**)

· Coefficiente di forma

Per coperture a due falde con uguale inclinazione rispetto all'orizzontale  $0^\circ \leq \alpha \leq 2,929^\circ \leq 30^\circ$

$$\mu_1 = 0,8 \quad \text{STESSO VALORE FRA NTC08 E NTC2018}$$

L'azione della neve sulla copertura vale pertanto:

$$q_s = 1200,0N/m^2 \quad \text{STESSO VALORE FRA NTC08 E NTC2018}$$

· Valore caratteristico del carico neve al suolo

Trento ricade in zona I, alpina, e si trova ad un'altitudine inferiore ai 200 m slm, per cui:

$$q_{sk} = 1500N/m^2 \quad \text{STESSO VALORE FRA NTC08 E NTC2018}$$

· Coefficiente di esposizione

In assenza di dati specifici sulla topografia del luogo in cui sorge l'opera si assume unitario

$$C_E = 1 \quad \text{STESSO VALORE FRA NTC08 E NTC2018}$$

· Coefficiente termico

In assenza di uno studio specifico sulle dispersioni termiche della copertura si assume unitario

$$c_t = 1 \quad \text{STESSO VALORE FRA NTC08 E NTC2018}$$

# Valutazione del carico neve

Cambiamenti: le Province di Frosinone, Benevento ed Avellino passano da zona 3 a zona 2

## 3.4. AZIONI DELLA NEVE

### 3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

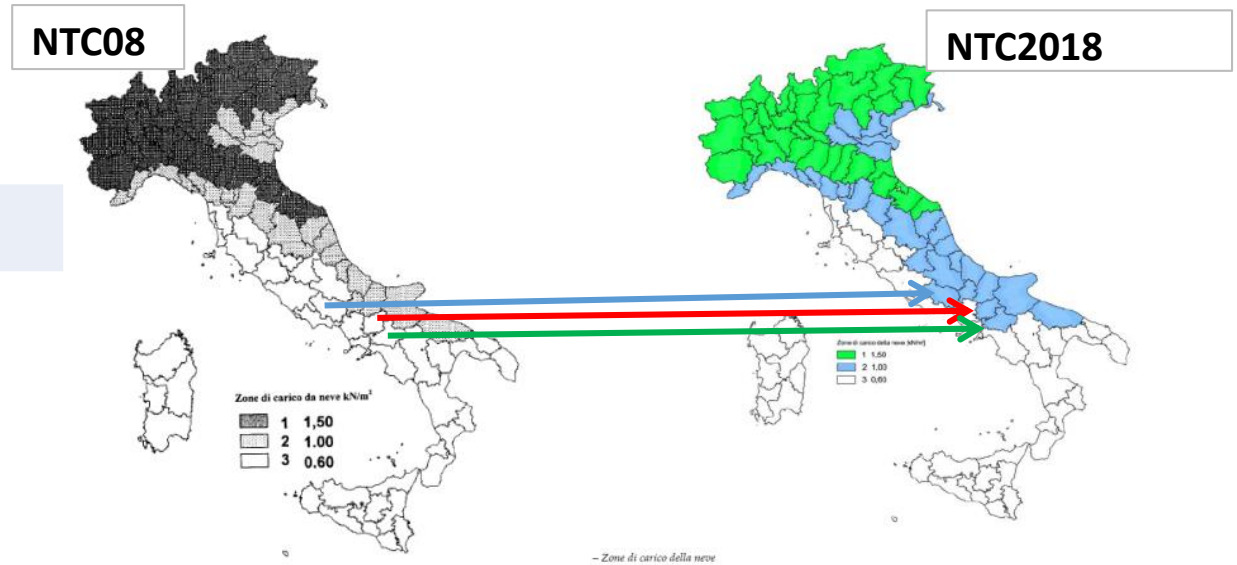
$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

$C_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.



**2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI**

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1i}$  e  $\psi_{2i}$  sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i

Esplicitazione della  
massa sismica



# Combinazione delle azioni

## NTC 2008

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

## NTC 2018

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

# Valutazione della sicurezza

*NTC2008/NTC 2018*

## **4.1.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI**

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Capitolo 2.

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti:

- a) analisi elastica lineare;
- b) analisi plastica;
- c) analisi non lineare.

Quando rilevante, nei diversi metodi di analisi sopra citati vanno considerati gli effetti del secondo ordine (§ 4.1.1.4).

Le analisi globali hanno lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nell'intera struttura o in una parte di essa.

Analisi locali possono essere necessarie nelle zone singolari quali quelle poste:

- in prossimità degli appoggi;
- in corrispondenza di carichi concentrati;
- alle intersezioni travi-colonne;
- nelle zone di ancoraggio;
- in corrispondenza di variazioni della sezione trasversale.

## 4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Caratteristiche di rigidzza degli elementi

Per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro, le analisi saranno effettuate assumendo:

- per gli stati limite ultimi, rigidzze ridotte valutate ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidzza delle sezioni fessurate potrà essere assunta pari alla metà della rigidzza delle sezioni interamente reagenti);
- per gli stati limite di esercizio, rigidzze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate.

Ridistribuzione dei momenti per travi di telai in cui siano trascurabili gli effetti del II ordine

Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una redistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la redistribuzione. In particolare la redistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

Per le travi e le solette che soddisfano le condizioni dette, la redistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto  $\delta$  tra il momento dopo la redistribuzione ed il momento prima della redistribuzione risulti  $1 \geq \delta \geq 0,70$ .

# Valutazione della sicurezza

## NTC 2018

I valori di  $\delta$  si ricavano dalle espressioni:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu}) x / d \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad [4.1.1]$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu}) x / d \quad \text{per } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad [4.1.2]$$

dove  $x$  è l'altezza della zona compressa dopo la redistribuzione,  $d$  è l'altezza utile della sezione (Fig.4.1.4) ed  $\varepsilon_{cu}$  è definita in § 4.1.2.1.2.1.

Per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, il rapporto  $x/d$  nelle sezioni critiche non deve comunque superare il valore 0,45 per  $f_{ck} \leq 50$  MPa e 0,35 per  $f_{ck} > 50$  MPa.

Limitazione aggiunta  
per favorire i  
meccanismi duttili



# Verifiche agli SLE

**NTC 2018**

## 4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

### 4.1.2.2.1 Generalità

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- deformazione,
- vibrazione,
- fessurazione,
- tensioni di esercizio,
- fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità, per la quale sono definite regole specifiche nei punti seguenti.

# Verifiche agli SLE

**NTC 2018**

## 4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione

I limiti di deformabilità devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

I valori limite devono essere commisurati a specifiche esigenze e possono essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

## 4.1.2.2.3 Stato limite per vibrazioni

Quando richiesto, devono essere individuati limiti per vibrazioni:

- al fine di assicurare accettabili livelli di benessere (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti),
- al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali,
- al fine di evitare possibili danni che compromettano il funzionamento di macchine e apparecchiature.

# Verifiche agli SLU

NTC 2018

## 4.1.2.3.1 Generalità

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza,
- duttilità

### 4.1.2.3.3 Stato limite di duttilità

Si deve verificare, ove richiesto al § 7.4 delle presenti norme, il rispetto del seguente stato limite:  
- duttilità flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale.

### 4.1.2.3.2 Stato limite di resistenza

Si deve verificare il rispetto dei seguenti stati limite:

- resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale,
- resistenza a taglio e punzonamento,
- resistenza a torsione,
- resistenza di elementi tozzi,
- resistenza a fatica,
- stabilità di elementi snelli.

## Verifiche agli SLU

### 4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  di cui al § 4.1.2.1.2.

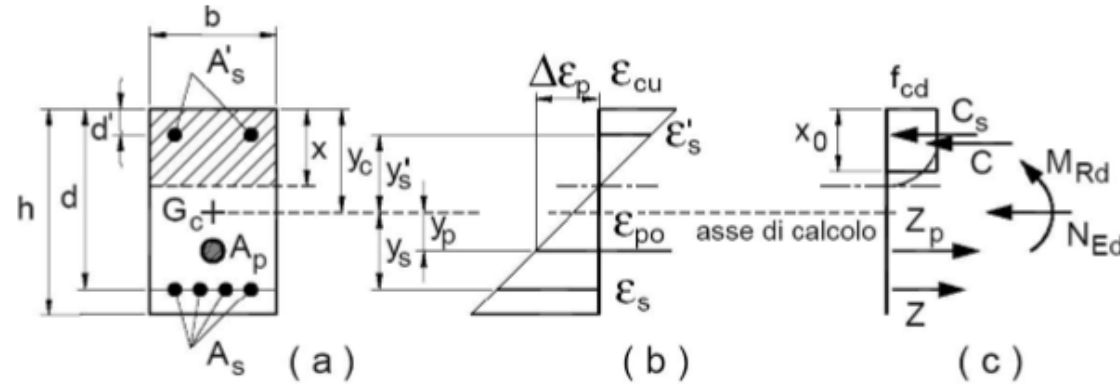


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

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

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

$M_{Ed}$  è il valore di progetto del momento di domanda;

$\mu_{\phi}$  è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$\mu_{Ed}$  è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

# Calcolo della duttilità di sezione

Definizione della lunghezza della cerniera plastica (Mattock):

$$l_p = 0,5d + 0,05z \quad (1)$$

essendo:  $d$  = altezza utile della sezione;

$z$  = distanza della sezione in cui ha inizio la plasticizzazione da quella con momento nullo (per le mensole  $z$  corrisponde alla lunghezza dell'elemento).

Formulazione semplificata:

$$l_p \cong 0,5d \quad (2)$$

Mattock A.H. (1967). *Discussion of "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams" by W.G.Corley*, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.93, ST2.

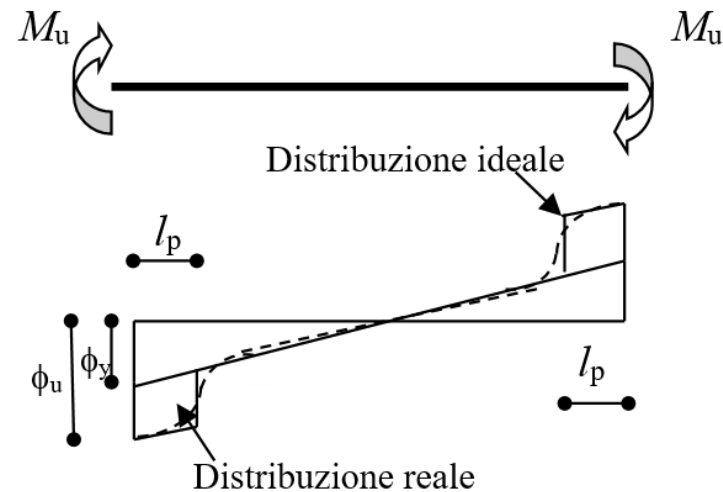


Figura 2 – Schema di plasticizzazione di una trave alle estremità e relativo diagramma delle curvature

# Calcolo della duttilità di sezione (*Metodo classico*)

La duttilità disponibile di una trave può essere valutata con riferimento al diagramma momento-curvatura ( $M-\phi$ ) delle sezioni critiche (Figura 3).

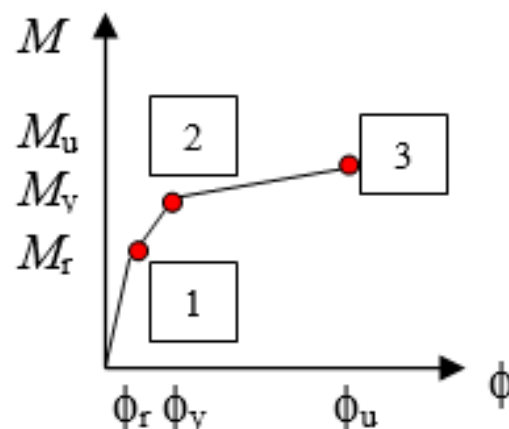
Dalla teoria classica della flessione è noto come la curvatura di una sezione sia data dal rapporto fra la dilatazione di una certa fibra della sezione e la distanza di tale fibra dall'asse neutro. Con riferimento alla Figura 4, la curvatura può essere espressa come:

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d-x} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}{d} \quad (3)$$

in cui  $\varepsilon_c$  rappresenta l'accorciamento del calcestruzzo all'estremo lembo compresso,  $\varepsilon_{s1}$  l'allungamento dell'acciaio teso,  $x$  la posizione dell'asse neutro,  $d$  l'altezza utile della sezione.

L'ultimo rapporto con cui nella (3) è stata espressa la curvatura, se riferito alle condizioni ultime, evidenzia che, aumentando la deformazione ultima del calcestruzzo  $\varepsilon_{cu}$ , e dell'acciaio  $\varepsilon_{su}$ , si ottiene un aumento della curvatura ultima della sezione e, conseguentemente, una maggiore duttilità di curvatura  $\mu_\phi$ .

Figura 3 –Diagramma  $M-\phi$  per la definizione del parametro di duttilità di sezione



Terenzi G. (2017) *Duttilità delle costruzioni. Dispense del Corso di "Costruzioni in zona sismica", Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile.*

- Punto 1:**  $\varepsilon_{s1}=0$  (punto di decompressione da cui ha inizio la fessurazione);
- Punto 2:**  $E_s \varepsilon_{s1} = f_{yd}$  (punto di snervamento; la sezione è già fessurata, ma l'acciaio si snerva);
- Punto 3:**  $\varepsilon_c = 3,5\%$  (deformazione ultima del conglomerato)

# Calcolo della duttilità di sezione (*Metodo classico*)

In riferimento alla Figura 3 la duttilità di una trave può essere misurata attraverso il seguente **fattore di duttilità di curvatura**:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (4)$$

dove  $\phi_u$  indica la massima curvatura della sezione critica e  $\phi_y$  la corrispondente curvatura al limite elastico.

Per una trave correttamente progettata, la curvatura  $\phi_y$  viene raggiunta quando l'armatura tesa comincia a snervarsi, mentre il calcestruzzo è ancora lontano dal limite  $\epsilon_{cu}$  (Figura 4).

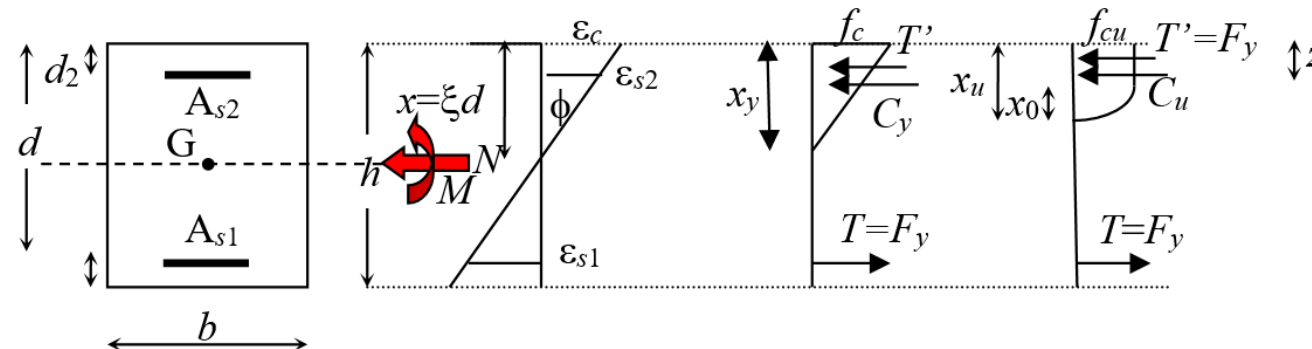


Figura 4 –Schema di distribuzione delle deformazioni e delle tensioni da considerare per la valutazione del fattore di duttilità di curvatura in una sezione di c.a.

# Calcolo della duttilità di sezione (*Metodo classico*)

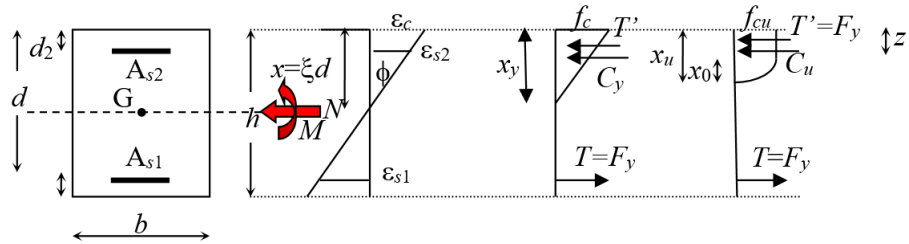


Figura 4 –Schema di distribuzione delle deformazioni e delle tensioni da considerare per la valutazione del fattore di duttilità di curvatura in una sezione di c.a.

S'imposti ora il calcolo del fattore di duttilità in riferimento al caso di trave con doppia armatura ( $N=0$ ;  $M \neq 0$ ). In questo caso si possono ripetere i calcoli precedenti introducendo il rapporto di armatura  $\rho'$ , in zona compressa,  $n = E_s/E_c$ ;  $\rho = A_{s1}/bd$ :

$$\rho' = \frac{A_{s2}}{bd} \quad (15)$$

- Calcolo di  $\phi_y$

$$\text{Equilibrio: } A_{s1}f_y = \frac{1}{2} f_c b \xi_y d + A_{s2}f_{s2} \quad (16)$$

Valendo:

$$\frac{f_{s2}}{n(x_y - d_2)} = \frac{f_c}{x_y}$$

da cui:

$$f_{s2} = n f_c \frac{(\xi_y d - d_2)}{\xi_y d} \quad (17)$$

la (16) diventa:

$$A_{s1} n f_c \frac{1 - \xi_y}{\xi_y} = \frac{1}{2} f_c b \xi_y d + A_{s2} n f_c \frac{\xi_y d - d_2}{\xi_y d}$$



# Calcolo della duttilità di sezione (*Metodo classico*)

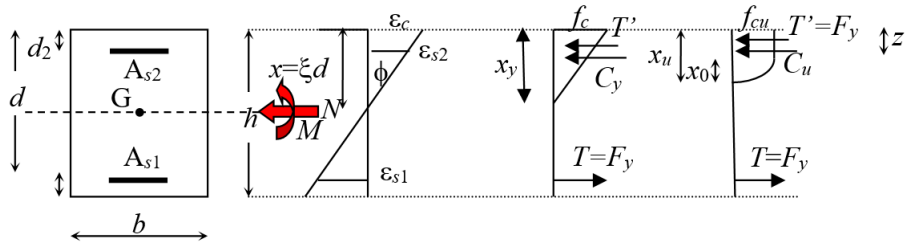


Figura 4 –Schema di distribuzione delle deformazioni e delle tensioni da considerare per la valutazione del fattore di duttilità di curvatura in una sezione di c.a.

$$\xi_y^2 d + 2nd[\rho' + \rho]\xi_y - 2n[d\rho + d_2\rho'] = 0 \quad (18)$$

Dalla (18) si ricava  $\xi_y$  per la definizione di  $\phi_y$ :  $\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d(1-\xi_y)}$

- Calcolo di  $\phi_u$

$$\text{Equilibrio: } A_{s1}f_y = 0,81f_{cu}b\xi_u d + A_{s2}f_y \quad (19)$$

Dalla (19) si ricavano  $\xi_u$ :

$$\xi_u = \frac{f_y}{0,81f_{cu}}(\rho - \rho')$$

e  $\phi_u$ :

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_u d} = \frac{0,81\varepsilon_{cu}f_{cu}}{(\rho - \rho')f_y d} \quad (20)$$

Il fattore di duttilità diventa il seguente:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0,81\varepsilon_{cu}f_{cu}}{(\rho - \rho')f_y} \frac{(1 - \xi_y)}{\varepsilon_y} \quad (21)$$

La (21) mostra come la duttilità aumenti al crescere di  $\rho'$ ; ciò giustifica la percentuale minima di armatura in compressione richiesta dalla normativa. Nella situazione ultima è inoltre importante che  $\varepsilon_{su}$  sia maggiore di  $\varepsilon_y$ , in modo da sfruttare massimamente la duttilità dell'acciaio ed avere un comportamento duttile della sezione; lo stesso dato di deformazione non deve tuttavia risultare troppo prossimo al limite superiore ammesso dalla normativa, al fine di evitare un eccessivo incrudimento del materiale.

# Calcolo della duttilità di sezione (*Metodo classico*)

## - Definizione del diagramma $M-\phi$ nel caso di un pilastro in c.a. ( $M \neq 0, N \neq 0$ )

In questo caso la definizione del dato di curvatura ultima non è ottenibile se non mediante procedimenti iterativi che devono portare al soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti equazioni di equilibrio:

$$N = C + T' - T$$

$$M = C(h/2 - z) + T'(h/2 - d_2) + T(d - h/2)$$

Per la simbologia si faccia sempre riferimento allo schema in Figura 4.

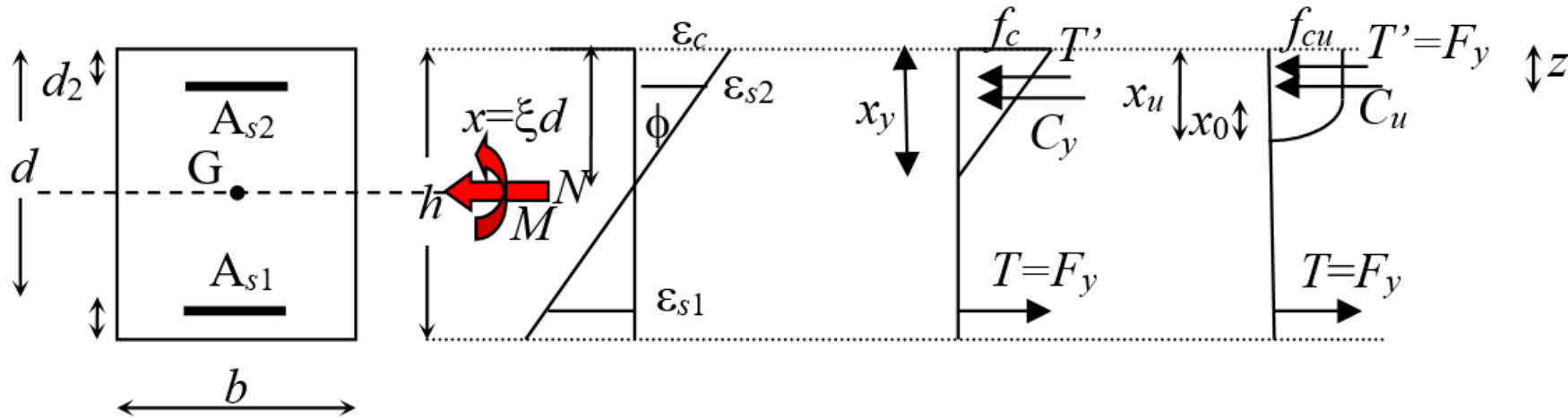


Figura 4 – Schema di distribuzione delle deformazioni e delle tensioni da considerare per la valutazione del fattore di duttilità di curvatura in una sezione di c.a.

# Calcolo della duttilità di sezione (*Metodo classico*)

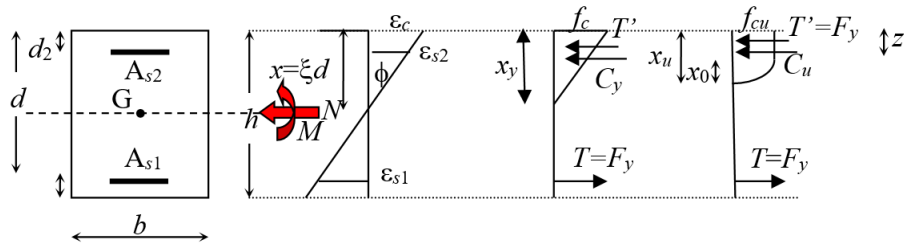


Figura 4 –Schema di distribuzione delle deformazioni e delle tensioni da considerare per la valutazione del fattore di duttilità di curvatura in una sezione di c.a.

La procedura è di tipo iterativo perché non è a priori definibile la funzione rappresentativa della risultante in compressione  $C$ , potendo essere data dall'integrale delle tensioni con andamento parabolico (rispondente alla legge di Hognestad), oppure da quello relativo alla legge di tipo parabola-rettangolo.

Caso a ( $0 < \epsilon_c \leq \epsilon_0$ ;  $\epsilon_0 = 2\text{‰}$ ):

$$\sigma(x) = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left[ 2 \frac{\epsilon_c(x)}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c(x)}{\epsilon_0} \right)^2 \right] = 0,85 f_{cd} \left[ 2 \frac{\epsilon_c(x)}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c(x)}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$C = 0,85 f_{cd} b d \frac{\left( \frac{\epsilon_u^2}{\epsilon_0} - \frac{\epsilon_u^3}{3\epsilon_0^2} \right)}{\epsilon_u + \epsilon_{s1}}$$

(22)

Caso b ( $\epsilon_0 < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$ ;  $\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$ ):  $\sigma_{max} = 0,85 f_{cd}$

$$C = 0,85 f_{cd} b d \frac{\epsilon_{cu} - \frac{1}{3} \epsilon_0}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s1}}$$

(25)

# Calcolo della duttilità di sezione (Metodo classico)

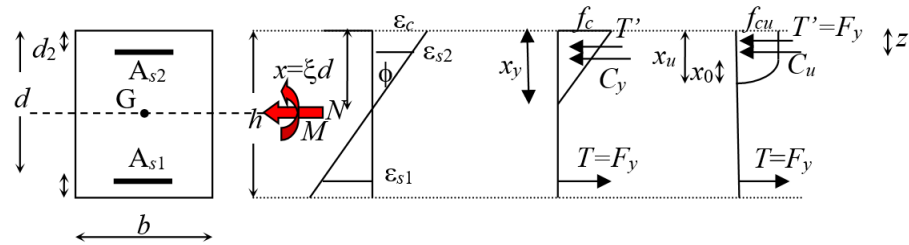


Figura 4 – Schema di distribuzione delle deformazioni e delle tensioni da considerare per la valutazione del fattore di duttilità di curvatura in una sezione di c.a.

Per la scrittura delle equazioni di equilibrio vanno inoltre definite anche le risultanti  $T$  e  $T'$  che, nel caso di comportamento elastico, rispondono alle seguenti formulazioni:

$$T' = A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} = A_{s2} E_s \left[ \varepsilon_u - (\varepsilon_u + \varepsilon_{s1}) \frac{d_2}{d} \right]; \quad \text{se } T' \leq f_{yd} A_{s2}$$

$$T = A_{s1} E_s \varepsilon_{s1}; \quad \text{se } T \leq f_{yd} A_{s1}$$

La procedura iterativa a questo punto può essere impostata come segue:

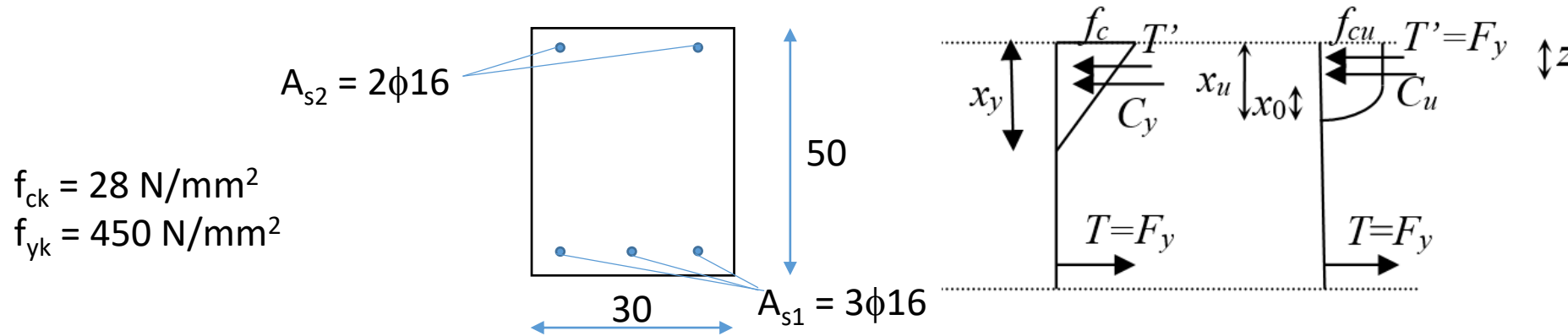
- si esprimono le condizioni di equilibrio in funzione delle deformazioni specifiche ai lembi della sezione ( $\varepsilon_c$  ed  $\varepsilon_{s1}$ ); utilizzando le formulazioni precedentemente fornite è facile, mediante un calcolatore, ricavare  $\varepsilon_c$  quando si assegna  $\varepsilon_{s1}$  o viceversa. La condizione di lavoro della sezione viene pertanto definita dai valori della coppia di deformazioni che soddisfino l'equilibrio assiale;
- si calcolano la curvatura ed il momento interno, potendo anche definire come segue il braccio  $z$ :

$$z_u = \frac{1}{\phi_u} \left( \varepsilon_u - \frac{\frac{2}{3} \varepsilon_u - \frac{1}{4 \varepsilon_0} \varepsilon_u^2}{1 - \frac{1}{3 \varepsilon_0} \varepsilon_u} \right) \quad \text{se } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$$

$$z_u = \frac{1}{\phi_u} \left( \varepsilon_{cu} - \frac{\frac{1}{2} \varepsilon_{cu}^2 - \frac{1}{12} \varepsilon_0^2}{\varepsilon_{cu} - \frac{1}{3} \varepsilon_0} \right) \quad \text{se } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$$

# Calcolo della duttilità di sezione (*Metodo classico*)

## Caso applicativo di una trave semplicemente inflessa con doppia armatura

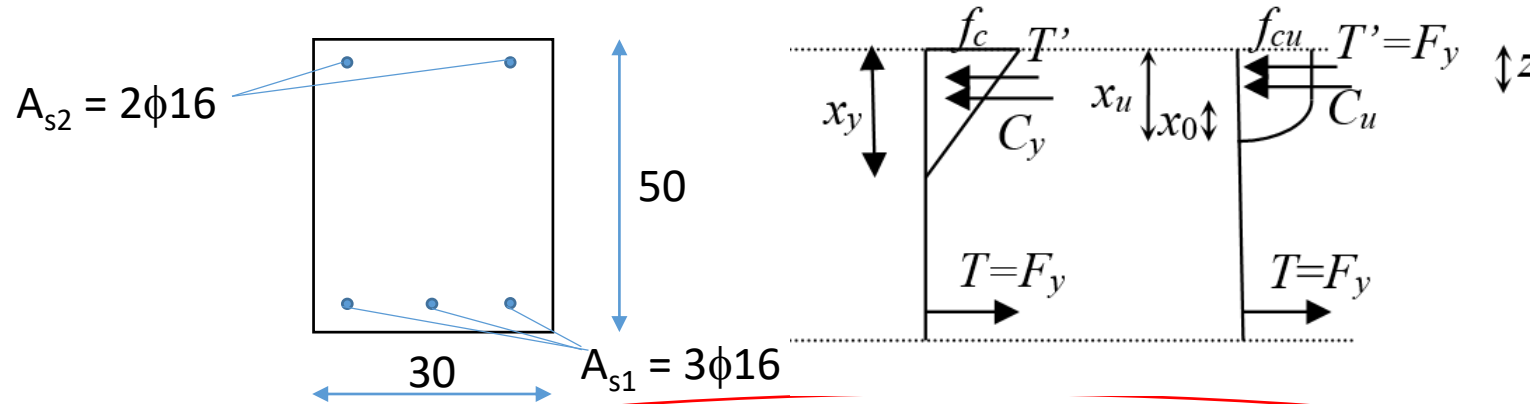


$$\rho_s = 0,00475; \rho_s' = 0,00317;$$
$$\xi_y = 0,62; \phi_y = 0,012;$$
$$\xi_u = 0,0495; \phi_u = 0,15$$

$$\mu_\phi = 12,5$$

# Calcolo della duttilità di sezione (NTC2018)

## Caso applicativo di una trave semplicemente inflessa con doppia armatura



**NTC 2018**  
**§ 4.1.2.3.4.2**

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$  può essere calcolata, separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione  $\phi_{yd}$  espressa dalla relazione seguente:

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

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_{yd}$$

dove:

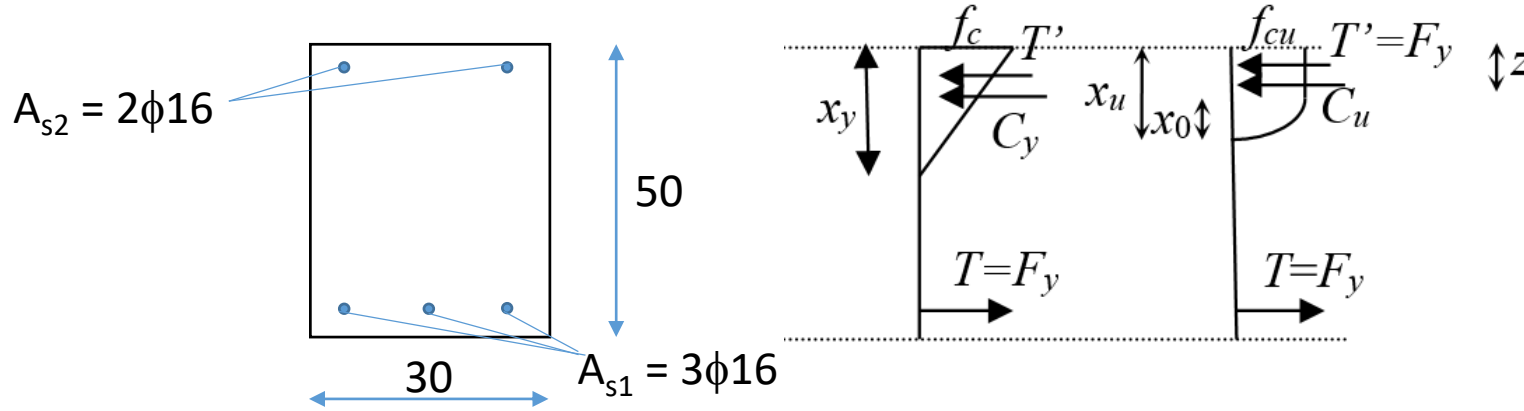
$\phi'_{yd}$  è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco ( $\epsilon_{c2}$  se si usa il modello parabola-rettangolo oppure  $\epsilon_{c3}$  se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;

$M_{Rd}$  è il momento resistente della sezione allo SLU;

$M'_{yd}$  è il momento corrispondente a  $\phi'_{yd}$  e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

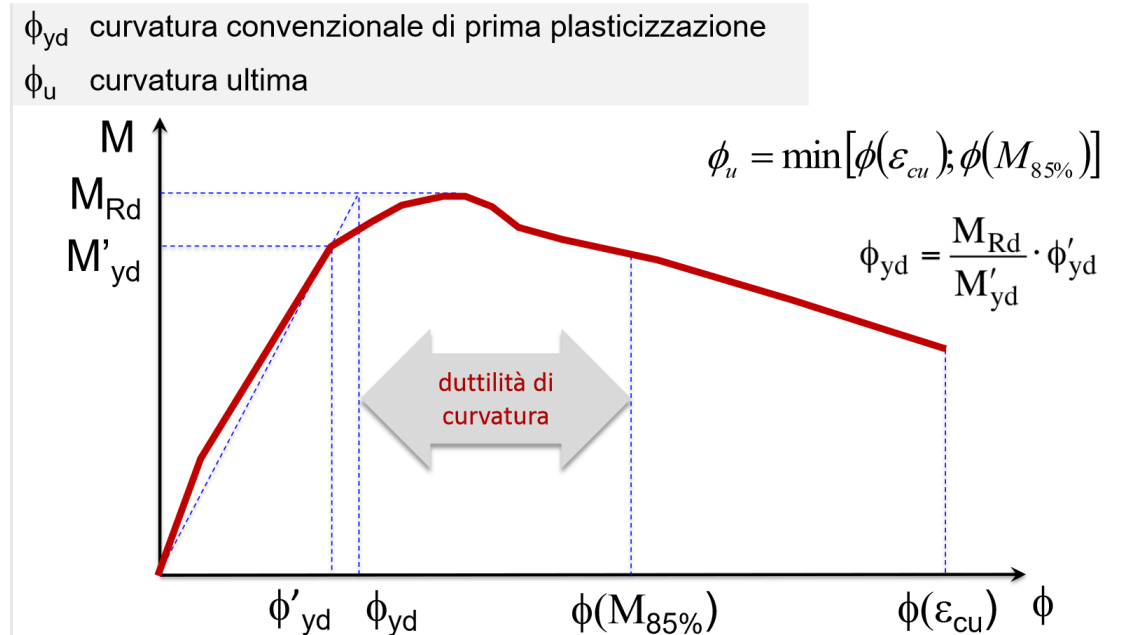
# Calcolo della duttilità di sezione (NTC2018)

## Caso applicativo di una trave semplicemente inflessa con doppia armatura



$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_{yd}$$

Il calcolo di  $\phi_u$  può essere effettuato secondo il metodo classico, soprattutto se il diagramma è di tipo «parabola-rettangolo».



# Calcolo della duttilità di sezione (NTC2018)

## Caso applicativo di una trave semplicemente inflessa con doppia armatura

Il calcolo di  $\phi_{yd}$  richiede di specificare  $M_{Rd}$ ,  $M'_{yd}$  e  $\phi'_{yd}$ .

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

$M_{Rd}$  = momento resistente della sezione allo SLU = 178 kNm;

$\phi'_{yd}$  = minore fra la curvatura ( $\varepsilon_c/x_y$ ) calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa ( $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  condizione di prima plasticizzazione – caso 2.) e la curvatura corrispondente alla deformazione di picco ( $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2}$  nel caso di diagramma parabola-rettangolo – caso 1.) = min( caso 1., caso 2.) = min (0,0088; 0,012) = min [ $\phi'_{yd}(\varepsilon_{c2})$ ;  $\phi'_{yd}(\varepsilon_{cu})$ ];

$M'_{yd}$  = momento corrispondente a  $\phi'_{yd} = 157,2$  kNm ( $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2}$ ); 157,5 kNm ( $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ).

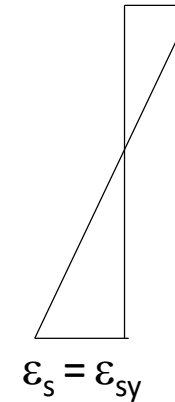
$\phi_{yd} = 0,00996$ ; **0,0135.**

Il calcolo di  $\phi_{yd}$  dall'assunzione di  $\phi'_{yd}$  come minima curvatura ottenibile dai due casi deformativi 1.) e 2.) ne comporta un valore non conservativo in termini di  $\mu_\phi$ .

Se non si ricorre al metodo classico, per la minimizzazione di  $\mu_\phi$  è pertanto preferibile adottare il massimo valore di  $\phi_{yd}$

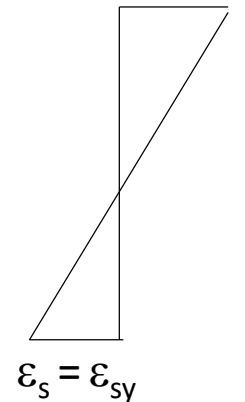
Caso 1.)

$\varepsilon_c = \varepsilon_{c2}$



Caso 2.)

$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$



$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_{yd}$$

$$\mu_\phi \cong \mathbf{11; 15}$$



# Calcolo della domanda di duttilità di sezione (NTC2018)

NTC 2018

## 7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

La domanda in duttilità di curvatura allo SLC nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

Definizione della  
domanda di duttilità



$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_C \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove  $T_1$  è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$  sussiste la relazione  $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$  (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  e il fattore di comportamento  $q$  sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

# Calcolo della domanda di duttilità di sezione (NTC2018)

**NTC 2018**

**§7.3.1**

## *Valori del fattore di comportamento $q$*

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento  $q$ , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore  $q_{lim}$  del fattore di comportamento relativo allo *SLV* è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad [7.3.1]$$

dove:

$q_0$  è il valore base del fattore di comportamento allo *SLV*, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente  $\lambda$  di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto  $\alpha_{U1}/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di  $q_0$  deve essere esplicitamente giustificata;

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

### 7.3. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

L'entità della domanda con la quale confrontare la capacità della struttura, secondo i criteri definiti al § 7.3.6, può essere valutata utilizzando una delle modellazioni descritte in precedenza ed adottando uno fra i metodi di analisi illustrati nel seguito.

I metodi di analisi si articolano in lineari e non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato.

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento  $q$ . I valori attribuibili a  $q$  variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati:

- per l'analisi lineare, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento  $q$ , a seconda dello stato limite considerato;
- per l'analisi non lineare, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica.

Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Il limite superiore del fattore  $q$  allo SLV è specificato, per tutte le tipologie strutturali, nel § 7.3.1, richiamandolo poi, per i diversi materiali, nei successivi paragrafi specifici.

# Calcolo della domanda di duttilità di sezione (NTC2018)

## Caso applicativo di una trave semplicemente inflessa con doppia armatura

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

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0 $\alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5

# Calcolo della domanda di duttilità di sezione (NTC2018)

## Caso applicativo di una trave semplicemente inflessa con doppia armatura

### 7.4.3.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

Il fattore di comportamento  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1 e nella tabella 7.3.II.

Ai fini della determinazione del fattore di comportamento  $q$ , una struttura si considera a *pareti accoppiate* se è verificata la condizione che il momento totale alla base, prodotto dalle azioni orizzontali, è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dall'azione sismica.

Le strutture a pareti possono essere progettate sia in CD "A" sia in CD "B", mentre le strutture a pareti estese debolmente armate solo in CD "B".

Le strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica realizzati, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" salvo che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u/\alpha_1$ :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$$

- strutture a telaio con più piani ed una sola campata

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$$

- strutture a telaio con più piani e più campate

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

# Calcolo della domanda di duttilità di sezione (*NTC2018*)

## Caso applicativo di una trave semplicemente inflessa con doppia armatura

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove  $T_1$  è il periodo proprio fondamentale della struttura.

$$T_1 = 0,52 \text{ s}; T_2 = 0,48 \text{ s}; T_c = 0,47 \text{ s}; \\ q_0 = 3,9$$



$$\mu_{\phi, \text{domanda}} = 8,16$$

$$\mu_{\phi, \text{capacità}} = 11$$

$$\mu_{\phi, \text{capacità}} > \mu_{\phi, \text{domanda}}$$