

Caratteristiche meccaniche dei materiali
(pedice k = valore caratteristico, pedice d: valore di calcolo)

CALCESTRUZZO:

Le resistenze di calcolo (indicate con il pedice **d**) del calcestruzzo e dell'acciaio si ottengono dividendo le relative **resistenze caratteristiche** per dei coefficienti parziali.

Resistenza caratteristica a compressione del cls (in funzione della classe) : f_{ck}

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo : $f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$

dove $\gamma_c = 1,50$. Se lo spessore della soletta è inferiore a 50 mm la resistenza di calcolo va ridotta all' 80%. $f_{cd}^r = 0,80 \cdot f_{cd}$

Resistenza media a trazione : $f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$;

Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%) : $f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm}$

Resistenza media a trazione per flessione : $f_{ctm} = 1,20 \cdot f_{ctm}$

Resistenza cilindrica media : $f_{cm} = f_{ck} + 8$

ACCIAIO

Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ dove $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ e $\gamma_s = 1,15$

quindi avremo : $f_{yd} = \frac{450}{1,15} = 391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio - cls : $f_{bk} = 2,25 f_{ctk}$

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione : $f_{ctk} = 0,70 \cdot f_{ctm}$

Tensione tangenziale di aderenza di calcolo acciaio - cls : $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c = 1,5}$

Modulo elastico del calcestruzzo : $E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico dell'acciaio : $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$

SFORZO NORMALE

Sforzo normale di compressione di calcolo: N_{Ed}

Sforzo normale di compressione resistente: N_{Rd}

Esercizio n°1

Verificare la resistenza di un pilastro in c.a. alto m 3,00, che presenta la sezione di 300 x 500 mm² armata con 6 ϕ 18 e staffe ϕ 6 ogni =200 mm, sul quale grava il carico assiale $N = 1200$ kN, costituito dal carico permanente $G_2 = 700$ kN e dal carico variabile $Q_k = 520$ kN; è stato impiegato calcestruzzo classe $C_{25/30}$.

Calcolo del peso strutturale G_1

$$G_1 = 0,30 \times 0,50 \times 3,00 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 11,25 \text{ kN}$$

Calcolo dello sforzo normale di compressione di calcolo: N_{Ed}

Si applica la combinazione fondamentale $N_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$

$$N_{Ed} = 1,30 \cdot 11,25 + 1,50 \cdot 700 + 1,50 \cdot 520 = 1845 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo: $f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,50} = 14,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Calcolo dell'area della sezione del pilastro $A_c = b \times h = 300 \times 500 = 150 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Calcolo dell'area dell'armatura metallica 6 ϕ 18; $A_s = 6 \times 254 = 1526 \text{ mm}^2$

Verifica delle prescrizioni della normativa

$$A_{s \min} = 0,10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} < A_s$$

$$A_{s \min} = 0,10 \cdot \frac{1845 \cdot 10^3}{391} = 472 \text{ mm}^2 < 1526 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,003 A_c = 0,003 \cdot 150 \cdot 10^3 = 450 \text{ mm}^2 < 1526 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 150 \cdot 10^3 = 6000 \text{ mm}^2 > 1526 \text{ mm}^2$$

Tutte le prescrizioni stabilite dalla normativa sono verificate.

Verifica a compressione. La sezione è verificata se: $N_{Rd} > N_{Ed}$

$$N_{Rd} = f_{cd} \cdot \left(A_c + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot A_s \right) \geq N_{Ed} \quad N_{Rd} = 14,17 \cdot \left(150 \cdot 10^3 + \frac{391}{14,17} \cdot 1526 \right) = 2722 \text{ kN} > N_{Ed}$$

La sezione è verificata con un coefficiente di sicurezza pari a $2722/1845 = 1,48$

ESERCIZIO N° 2

Calcolare lo sforzo normale resistente per un pilastro in c.a., con sezione di $600 \times 350 \text{ mm}^2$ armato con 8 $\phi 16$ e staffe $\phi 8$ ogni 150 mm, sapendo che è stato impiegato calcestruzzo classe $C_{20/25}$ e acciaio tipo B450c laminato a caldo con tensione caratteristica allo snervamento pari a 450 N/mm^2 .

Si determina la resistenza di calcolo del CLS f_{cd} in funzione della classe di resistenza $C_{20/25}$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione del cls: } f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 20}{1,50} = 11,33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Si determina l'area dell'armatura metallica A_s

$$\text{Calcolo dell'area dell'armatura metallica } 8\phi 16; A_s = 8 \times 201 = 1608 \text{ mm}^2$$

Si determina l'area della sezione del pilastro A_c

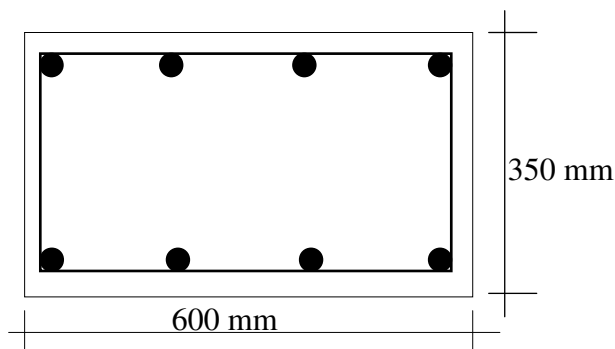
$$\text{Calcolo dell'area della sezione del pilastro } A_c = b \times h = 600 \times 350 = 210 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Si applica la seguente formula:

$$N_{Rd} = f_{cd} \cdot \left(A_c + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot A_s \right)$$

Sostituendo i valori abbiamo:

$$N_{Rd} = 11,33 \cdot \left(210 \cdot 10^3 + \frac{391}{11,33} \cdot 1608 \right) = 3008 \text{ kN}$$



ESERCIZIO N°3

Un pilastro in c.a. non sollecitato a carico di punta, è soggetto al carico permanente strutturale $G_1 = 3100$ kN, al carico permanente non strutturale $G_2 = 1300$ kN e al carico variabile $Q_k = 630$ kN. Progettare il pilastro sapendo che verrà impiegato calcestruzzo classe $C_{25/30}$, e acciaio tipo B450C laminato a caldo con tensione caratteristica allo snervamento pari a 450 N/mm².

Si calcola lo sforzo normale di compressione N_{Ed} .

Si applica la combinazione fondamentale. $N_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$

$$N_{Ed} = 1,30 \cdot 3100 + 1,50 \cdot 1300 + 1,50 \cdot 630 = 6925 \text{ kN}$$

Si determina la resistenza di calcolo del CLS f_{cd} in funzione della classe di resistenza $C_{25/30}$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,50} = 14,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Si adotta la percentuale di armatura metallica $\rho = 1\%$ ($\rho = A_s / A_c = 1\%$)

Da cui $A_s = \rho \cdot A_c$

Si determina la resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ dove $f_{yk} = 450$ N/mm² e $\gamma_s = 1,15$

$$\text{per cui avremo: } f_{yd} = \frac{450}{1,15} = 391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Applichiamo la formula di progetto che ci permetterà di calcolare l'area della sezione.

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot \left(1 + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \rho\right)} ; \quad A_c = \frac{6925 \cdot 10^3}{14,17 \cdot \left(1 + \frac{391}{14,17} \cdot 0,01\right)} = 383.019 \text{ mm}^2$$

Volendo adottare una sezione quadrata avremo: $l = \sqrt{383.019 \text{ mm}^2} = 618 \text{ mm}$
Che arrotonderemo a 620 mm per cui l'area della sezione sarà $620^2 = 384.400 \text{ mm}^2$.

Volendo adottare una sezione rettangolare con lato minore pari a 400 l'altro lato sarà:
 $l = 383019/400 = 958 \text{ mm}$ che si arrotonda a 1000 mm.

Per cui la sezione avrà dimensioni 1000 x 400. L'area della sezione sarà di 400.000 mm^2 .

Si procede per la sezione rettangolare al calcolo dell'armatura metallica.

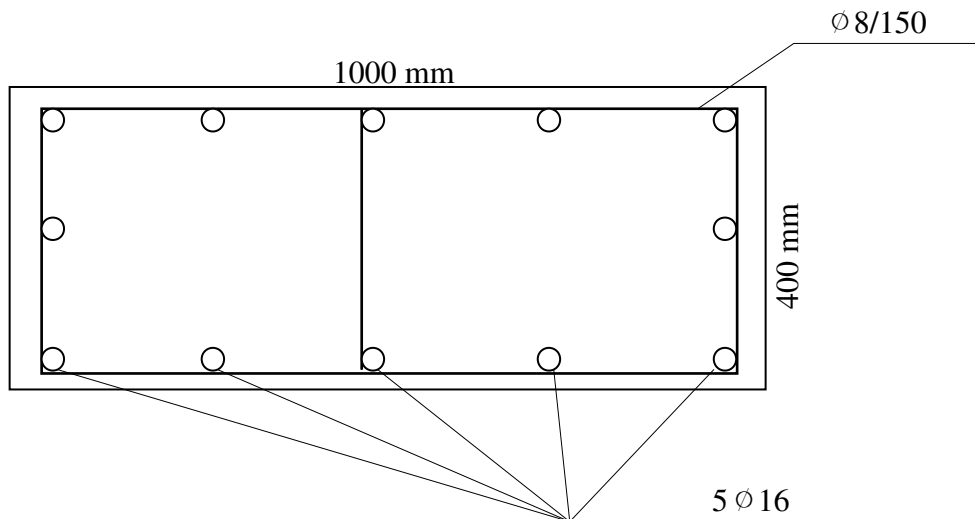
Si calcolano le armature minime stabilite dalla normativa

$$A_{s \min} = 0,10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad A_{s \min} = 0,10 \cdot \frac{6925 \cdot 10^3}{391} = 1771 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,003 A_c = 0,003 \cdot 400 \cdot 10^3 = 1200 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 400 \cdot 10^3 = 16.000 \text{ mm}^2$$

L'armatura metallica sarà dimensionata in base all'armatura minima di 1771 mm^2 .
 Si adotteranno barre del diametro nominale pari a 16 mm aventi una sezione pari a 201 mm^2 .
 Calcolo del numero dei tondini.
 $n^\circ 1771/201 = 8,81$ che si arrotonda a 12 per avere delle distanze di interferro inferiori a 300 mm .
 Pertanto avremo un'armatura metallica costituita da $12 \text{ } \varnothing 16$, per $A_s = 12 \times 201 = 2.412 \text{ mm}^2$.



Sezione trasversale del pilastro in scala 1:10

Interasse staffe $12 \times 16 = 192 \text{ mm}$. Si adotta un interasse per le staffe di 150 mm .
 Calcolo di verifica.

$$N_{Rd} = f_{cd} \cdot \left(A_c + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot A_s \right) \quad N_{Rd} = 14,17 \cdot \left(400000 + \frac{391}{14,17} \cdot 2412 \right) = 6611 \text{ kN}$$

Essendo $N_{Rd} < N_{Ed}$

LA SEZIONE NON RISULTA VERIFICATA !!!

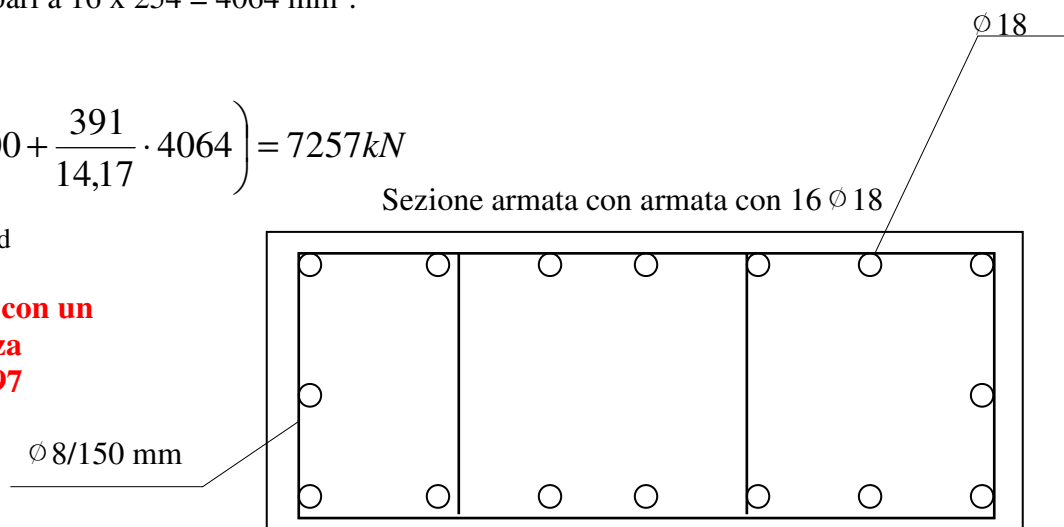
Per cui si procederà ad incrementare l'area dell'acciaio $A_s = \rho \cdot A_c = 4000 \text{ mm}^2$, che costituirà un'armatura di $16 \text{ } \varnothing 18$ pari a $16 \times 254 = 4064 \text{ mm}^2$.

Verifica della sezione

$$N_{Rd} = 14,17 \cdot \left(400000 + \frac{391}{14,17} \cdot 4064 \right) = 7257 \text{ kN}$$

Essendo $N_{Rd} > N_{Ed}$

La sezione è verificata con un coefficiente di sicurezza pari a $7257/6611 = 1,097$



ESERCIZIO N°4

Un pilastro in c.a. con sezione di $300 \times 500 \text{ mm}^2$, sollecitato a sforzo normale assiale di compressione, è soggetto ai carichi permanenti strutturale $G_1 = 110 \text{ kN}$ e non strutturale $G_2 = 500 \text{ kN}$ e verrà realizzato con calcestruzzo classe C 25/30.

Determinare l'armatura longitudinale necessaria, l'interasse e il diametro delle staffe e il massimo carico variabile che può essere applicato.

Si determina la resistenza di calcolo del CLS f_{cd} in funzione della classe di resistenza $C_{25/30}$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,50} = 14,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Si determina la area della sezione trasversale del pilastro

$$A_c = b \times h = 300 \times 500 = 150 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Si adotta la percentuale di armatura metallica $\rho = 1\%$ ($\rho = A_s / A_c = 1\%$)

Da cui $A_s = \rho \cdot A_c$

Si determina l'area dell'armatura metallica.

$$A_s = \rho \cdot A_c = 0,01 \cdot 150 \cdot 10^3 = 1500 \text{ mm}^2$$

Alla quale facciamo corrispondere i seguenti tondini del diametro di 16 mm .

$N^\circ = 1500/201 = 7,46$ che si arrotonda a 8 $\phi 16$ che corrispondono a $8 \times 201 = 1608 \text{ mm}^2$.

Per cui $A_s = 1608 \text{ mm}^2$.

Si determina la resistenza di progetto della sezione applicando la seguente formula:

$$N_{Rd} = f_{cd} \cdot \left(A_c + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot A_s \right) \quad N_{Rd} = 14,17 \cdot \left(150000 + \frac{391}{14,17} \cdot 1608 \right) = 2754 \text{ kN}$$

Si determina il massimo carico variabile applicabile, si ottiene dalla combinazione fondamentale, ponendo $N_{Ed} = N_{Rd}$.

$$N_{Ed} = N_{Rd} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} = 2754 \text{ kN}$$

Da cui :

$$Q_{k1} = \frac{N_{Ed} - (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2)}{\gamma_{Q1}} ; Q_{k1} = \frac{2754 - (1,30 \cdot 110 + 1,50 \cdot 500)}{1,50} = 1240 \text{ kN}$$

Si determina l'interasse delle staffe.

$i = 12 \times 16 = 192 \text{ mm}$ le staffe verranno poste con un passo non superiore a 180 mm

Si determina il diametro delle staffe.

$\phi_{\min} \text{ staffe} = \phi 16/4 = 4 \text{ mm}$. Si adotteranno staffe del diametro di **mm 8**.

ESERCIZIO N°5

Progettare il pilastro in c.a. allo SLU soggetto a sforzo normale assiale di compressione dovuto ai carichi permanenti strutturale $G_1 = 600$ kN, non strutturale $G_2 = 200$ kN e al carico variabile $Q_{k1} = 180$ kN. Il pilastro verrà realizzato in calcestruzzo classe C_{25/30} e dovrà avere una dimensione di 250 mm.

Si calcola lo sforzo normale di compressione N_{Ed} .

Si applica la combinazione fondamentale. $N_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$

$$N_{Ed} = 1,30 \cdot 600 + 1,50 \cdot 200 + 1,50 \cdot 180 = 1350 \text{ kN}$$

Si determina la resistenza di calcolo del CLS f_{cd} in funzione della classe di resistenza C_{25/30}

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,50} = 14,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Si adotta la percentuale di armatura metallica $\rho = 1\%$; $\rho = A_s / A_c = 1\%$; da cui $A_s = \rho \cdot A_c$.

Si determina la resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ dove $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ e $\gamma_s = 1,15$

per cui avremo: $f_{yd} = \frac{450}{1,15} = 391 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Applichiamo la formula di progetto che ci permetterà di calcolare l'area della sezione.

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot \left(1 + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot \rho\right)} ; A_c = \frac{1350 \cdot 10^3}{14,17 \cdot \left(1 + \frac{391}{14,17} \cdot 0,01\right)} = 74.668 \text{ mm}^2$$

Calcolo lato del pilastro.

$$L = 74.668 / 250 = 298 \text{ mm} = 300 \text{ mm.}$$

Calcolo area della sezione del pilastro.

$$A_c = 250 \times 300 = 75.000 \text{ mm}^2.$$

Si determina l'area dell'armatura metallica.

$$A_s = \rho \cdot A_c = 0,01 \cdot 75 \cdot 10^3 = 750 \text{ mm}^2$$

Alla quale facciamo corrispondere i seguenti tondini del diametro di 14 mm .

$N^\circ = 750/154 = 4,87$ che si arrotonda a 6 $\varnothing 14$ che corrispondono a 6 x 154 = 924 mm².

Per cui $A_s = 924 \text{ mm}^2$.

Si calcolano le armature minime stabilite dalla normativa

$$A_{s \min} = 0,10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad A_{s \min} = 0,10 \cdot \frac{1350 \cdot 10^3}{391} = 345 \text{ mm}^2 < 924 \text{ mm}^2$$

L'armatura prevista è superiore a quella minima stabilita dalla normativa.

Calcolo di verifica.

$$N_{Rd} = f_{cd} \cdot \left(A_c + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot A_s \right) \quad ; \quad N_{Rd} = 14,17 \cdot \left(75.000 + \frac{391}{14,17} \cdot 924 \right) = 1424 \text{ kN}$$

Essendo $N_{Rd} (= 1424) < N_{Ed} (= 1350)$

LA SEZIONE RISULTA VERIFICATA

La sezione è verificata con un coefficiente di sicurezza pari a $1424/1350 = 1,05$

Si determina l'interasse delle staffe.

$i = 12 \times 14 = 168$ mm le staffe verranno poste con un **passo non superiore a 150 mm.**

Si determina il diametro delle staffe.

ϕ_{\min} staffe = $\phi 14/4 = 3,5$ mm. Si adotteranno staffe del diametro di **mm 8.**