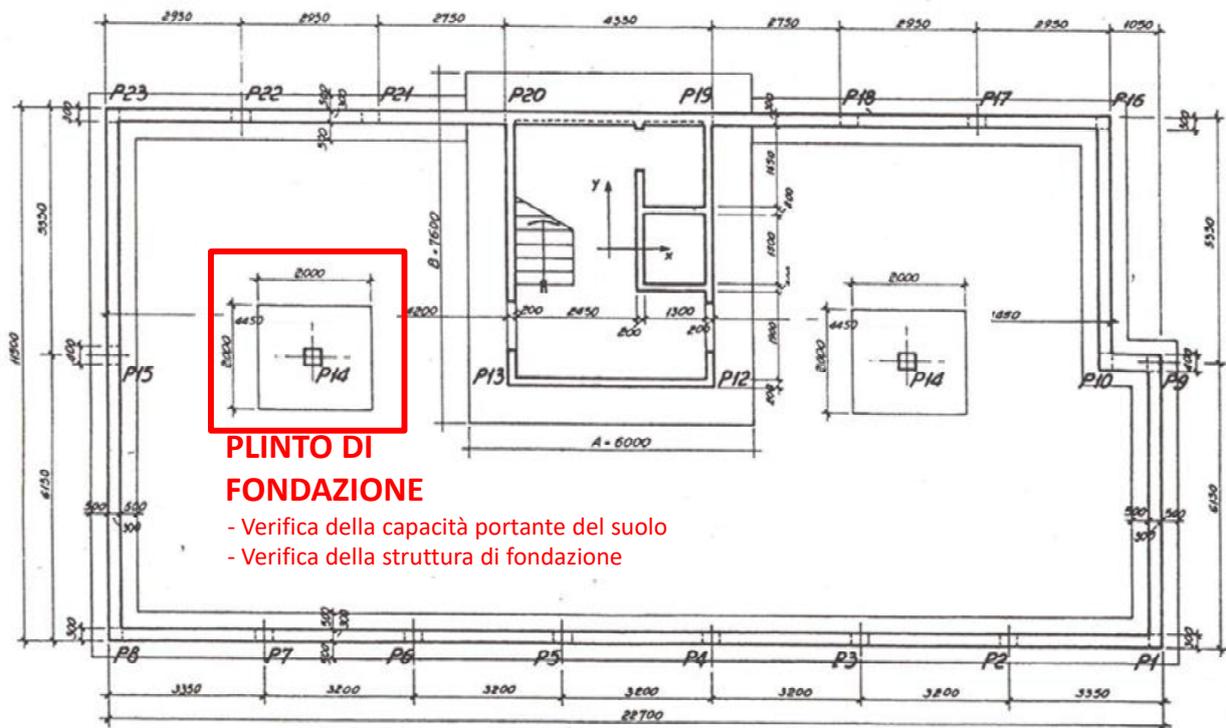


# CALCOLO DELLE FONDAZIONI PLINTI

tav. 12 PIANTE FONDAZIONI



## PLINTO DI FONDAZIONE

- Verifica della capacità portante del suolo
- Verifica della struttura di fondazione

## PLINTO DI FONDAZIONE

### Verifica della capacità portante del suolo

Bisogna valutare che la pressione indotta sul terreno  $\sigma_{Ed}$  sia inferiore alla pressione massima che il terreno è in grado di sostenere:

$$\sigma_{Ed} = \frac{P_{Ed}}{A} \leq \frac{q_{Rd}}{\gamma_{Rd}}$$

$P_{Ed}$  azione assiale (carichi verticali + peso del plinto), valutata considerando un coefficiente parziale di sicurezza per le azioni pari a 1,43

$A$  area di base del plinto

$q_{Rd}$  capacità portante del terreno

$\gamma_{Rd}$  coefficiente parziale di sicurezza per le resistenze (=2,3)

# PLINTO DI FONDAZIONE

## Verifica della capacità portante del suolo

La capacità portante del terreno può essere valutata tenendo conto di tre diversi contributi: quello legato alla coesione del terreno (c), quello legato al peso del terreno ai lati della fondazione (q) e quello legato all'attrito del terreno (γ).

$$q_{Rd} = s_c c N_c + s_q q N_q + s_\gamma 0.5 \gamma b N_\gamma$$

$q = \gamma h$     *Peso di terreno a lato della fondazione*  
 $h$     *Altezza del terreno a lato della fondazione*

$\gamma$     *Peso specifico del suolo circostante*

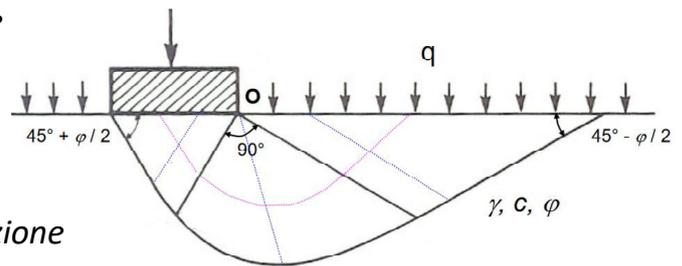
$$s_q = 1 + (b/a) \tan \phi$$

$$s_c = 1 + (b/a) \left( \frac{N_q}{N_c} \right) \quad \text{Fattori di forma}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4(b/a)$$

$a, b$     *Lunghezza e larghezza della fondazione*

$N_c, N_q, N_\gamma$     *Coefficienti che dipendono dall'angolo di attrito del terreno  $\phi$*



# PLINTO DI FONDAZIONE

## Classificazione

Vengono classificati 3 tipi di plinto in base ai rapporti tra altezza e larghezze.

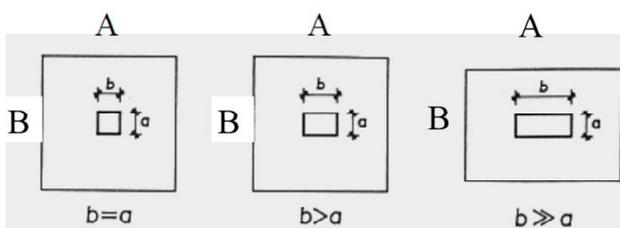
### Classificazione

**Plinti MASSICCI**, quando  $H \geq \frac{3}{4}(B-b)$      $H \geq \frac{3}{4}(A-a)$

**Plinti RIGIDI**, quando  $\frac{1}{4}(B-b) \leq H < \frac{3}{4}(B-b)$   
 $\frac{1}{4}(A-a) \leq H < \frac{3}{4}(A-a)$

**Plinti FLESSIBILI**, quando  $H < \frac{1}{4}(B-b)$      $H < \frac{1}{4}(A-a)$

Bisogna inoltre soddisfare l'OMOTETIA tra le dimensioni:



OMOTETIA:

$$\frac{B}{b} = \frac{A}{a}$$

# PLINTO DI FONDAZIONE

## Verifica della capacità portante del suolo

ES. Terreno non coesivo, ghiaioso-sabbioso con  $c = 0$ ,  $\phi = 35^\circ$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$a = b = 200 \text{ cm}$ ,  $h = 90 \text{ cm}$  (cautelativamente, altezza plinto)

$\text{tg}\phi$	$N_q$	$N_c$	$N_g$	$N_q/N_c$	$\phi$
0,70	33,26	46,09	47,97	0,722	35,0

$$s_q = 1 + (b/a) \text{tg}\phi \quad s_q = 1 + \frac{2000}{2000} 0,70 = 1,70$$

$$s_c = 1 + (b/a) \left( \frac{N_q}{N_c} \right) \quad s_c = 1 + \frac{2000}{2000} \frac{33,26}{46,09} = 1,72$$

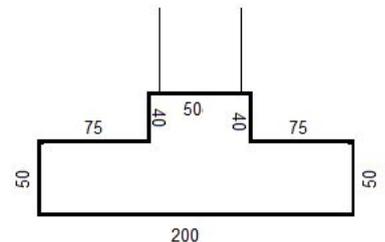
$$s_\gamma = 1 - 0,4(b/a) \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{2000}{2000} = 0,6$$

$$q_{Rd} = s_c c N_c + s_q q N_q + s_\gamma 0,5 \gamma b N_\gamma$$

$$q_{Rd} = 1,72 \cdot 0 \cdot 46,09 + 1,70 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 0,9\text{m} \cdot 33,26 + 0,6 \cdot 0,5 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 2,0\text{m} \cdot 47,97 = 1434,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{P_{Ed}}{A} \leq \frac{q_{Rd}}{\gamma_{Rd}} \quad \frac{(1178,80\text{kN} + \underbrace{2,1\text{m}^3}_{\text{Volume plinto}} \cdot 25\text{kN/m}^3) 1,43}{2,00\text{m} \cdot 2,00\text{m}} \leq \frac{1434,06 \text{ kN/m}^2}{2,3}$$

$$440,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 623,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Verificato}$$



# PLINTO DI FONDAZIONE

## Dimensionamento dell'armatura metodo puntone e tirante

Per i plinti tozzi,  $(a-a')/4 < h$ , si può utilizzare il modello puntone-tirante.

$$P_d : a = P_a : (a-a')/2 \quad P_d : a = P'_a : a'$$

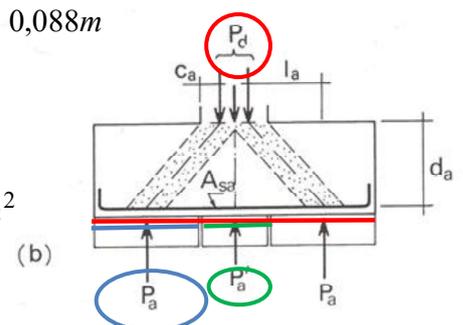
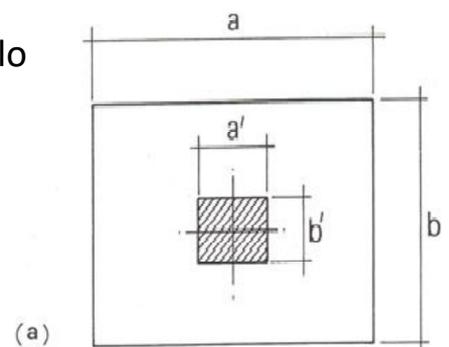
$$P_a = \frac{a-a'}{2a} P_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{2,0\text{m} - 0,5\text{m}}{2,0\text{m}} (1178,80 \cdot 1,43) \text{kN} = 631,70 \text{ kN}$$

$$P'_a = \frac{a'}{a} P_d = \frac{0,5\text{m}}{2,0\text{m}} 1686\text{kN} = 421,5\text{kN}$$

$$c_a = \min\{0,2d_a; a'/4\} = \min\{0,2 \cdot (0,5 - 0,05 - 0,008)\text{m}; 0,5\text{m}/4\} = 0,088\text{m}$$

$$l_a \cong \frac{a-a'}{4} + c_a = \frac{2\text{m} - 0,5\text{m}}{4} + 0,088\text{m} = 0,463\text{m}$$

$$A_{sa, \min} = \frac{P_a}{f_{yd} \frac{d_a}{l_a}} = \frac{631,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{391,30 \text{ MPa} \frac{(0,5 - 0,05 - 0,008)\text{m}}{0,463\text{m}}} = 1692,54 \text{ mm}^2$$



$$\text{Ipotizzo di utilizzare } 9\phi 16, \text{ pertanto } A_{sa}^* = 9 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right) = 1809,56 \text{ mm}^2 > 1692,54 \text{ mm}^2$$

# PLINTO DI FONDAZIONE

## Verifica della struttura metodo puntone e tirante

### Verifica resistenza armatura

$$P_{rs} = A_{sa} f_{yd} \frac{d_a}{l_a} > P_a$$

$$P_{rs} = 1809,56 \text{mm}^2 \cdot 391,30 \text{MPa} \frac{(0,5 - 0,05 - 0,008) \text{m}}{0,463 \text{m}} =$$

$$= 676 \text{kN} > 631,7 \text{kN} \quad \text{Verificato}$$

### Verifica resistenza calcestruzzo

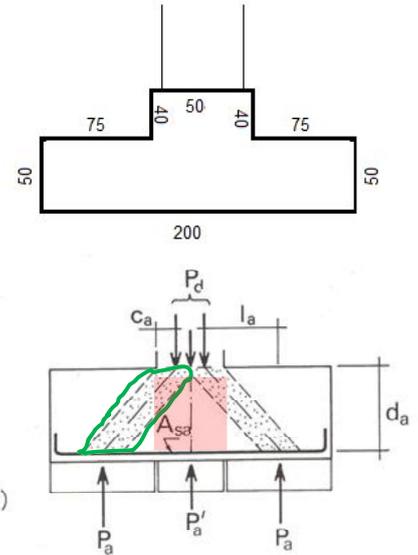
$$P_{rc} \cong \boxed{P_o} + 2 \cdot \boxed{0,4 d_a b' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_a^2}} + 2 \cdot 0,4 d_b a' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_b^2} > P_d \quad (b)$$

$$P_o \cong \frac{a' b'}{ab} P_d = \frac{0,5 \text{m} \cdot 0,5 \text{m}}{2 \text{m} \cdot 2 \text{m}} 1686 \text{kN} = 105,38 \text{kN}$$

$$\lambda_a \left( = \frac{l_a}{d_a} \right) = \lambda_b \left( = \frac{l_b}{d_b} \right) = \frac{0,463 \text{m}}{(0,5 - 0,05 - 0,008) \text{m}} = 1,05$$

$$P_{rc} \cong 105,38 \cdot 10^3 \text{N} + 2 \cdot 2 \cdot 0,4 \cdot 442 \text{mm} \cdot 500 \text{mm} \cdot 14,17 \text{MPa} \frac{1}{1 + 1,05^2} = 2489 \text{kN} > 1686 \text{kN}$$

**Verificato**



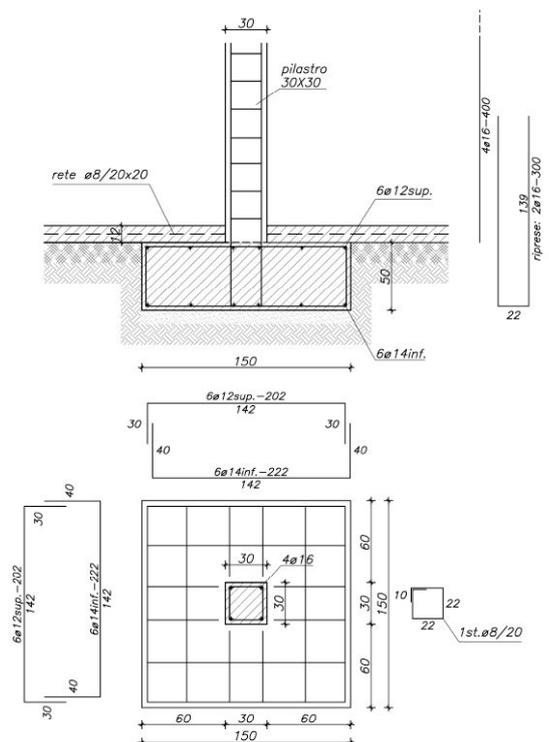
# PLINTO DI FONDAZIONE

## Posizionamento delle armature plinti RIGIDI

Trattandosi di un meccanismo tirante-puntone, lo sforzo di trazione rimane costante lungo il tratto, quindi le barre vanno adeguatamente ancorate.

**Le armature inferiori vengono distribuite uniformemente in pianta.**

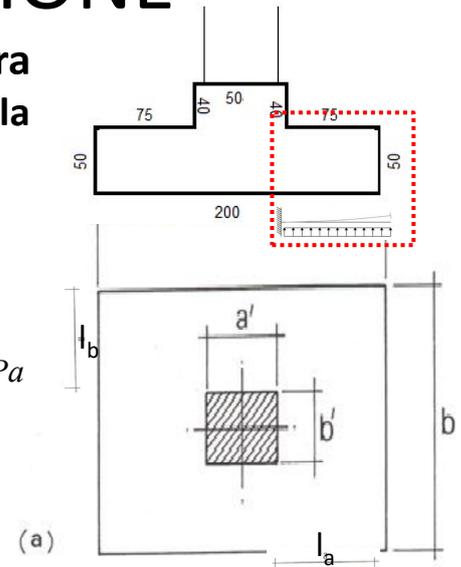
Accanto alle armature di calcolo (inferiori) si prevede anche un'armatura superiore nelle due direzioni (eventualmente in quantità minore) al fine di costituire una **gabbia di armatura** che "confina/contiene" il calcestruzzo. Infine vengono predisposte le **riprese o chiamate** del pilastro superiore in c.a.



# PLINTO DI FONDAZIONE

## Dimensionamento dell'armatura plinto flessibile - metodo a mensola

Nei plinti snelli,  $(a-a')/4 > h$ , si considera l'ala del plinto come formata da due mensole



Reazione del terreno  $\sigma_v = \frac{P_d}{ab} = \frac{1686 \cdot 10^3 N}{2000 \cdot 2000 mm^2} = 0,42 MPa$

Momenti flettenti

$$M_a = \frac{\sigma_v b l_a^2}{2} \quad M_b = \frac{\sigma_v b l_b^2}{2}$$

$$l_a = \frac{a-a'}{2} \quad l_b = \frac{b-b'}{2}$$

$$M_b = M_a = \frac{0,42 MPa \cdot 2m \cdot 0,75^2 m^2}{2} \cdot 10^3 = 236,25 kN \cdot m$$

Armatura  $A_{sa,min} = \frac{M_a}{f_{yd} \cdot 0,9 d_a}$   $A_{sb,min} = \frac{M_b}{f_{yd} \cdot 0,9 d_b}$   $d_a = d_b$ : altezza utile della sezione (500-50-8)mm=442 mm

$$A_{sa,min} = A_{sb,min} = \frac{236250000 N \cdot mm}{391,30 MPa \cdot 0,9 \cdot 442 mm} = 1517,74 mm^2$$

l

# PLINTO DI FONDAZIONE

## Verifica della struttura plinto flessibile - metodo a mensola

Ipotizzo di utilizzare 7 $\phi$ 16

pertanto  $A_{sa}^* = A_{sb}^* = 7 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right) = 1707,42 mm^2 > 1245,41 mm^2$

### Verifica a flessione

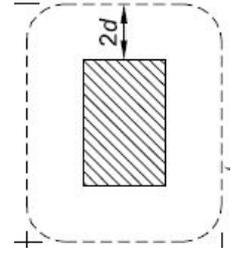
$$M_{Rd,a} = A_{sa}^* \cdot f_{yd} \cdot 0,9 d_a \quad M_{Rd,b} = A_{sb}^* \cdot f_{yd} \cdot 0,9 d_b$$

$$M_{Rd,a} = M_{Rd,b} = 1707,42 mm^2 \cdot 391,3 MPa \cdot 0,9 \cdot 442 mm = 265,76 kN \cdot m \geq 236,25 kN \cdot m$$

**Verificato**

# PLINTO DI FONDAZIONE

## Verifica della struttura



### Verifica a punzonamento (per plinti di modesto spessore)

- Resistenza sul perimetro critico (u):

$$P_r' = 0,25 \cdot u \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot k \cdot (1 + 50 \rho_s)$$

$$0,25 \cdot (4 \cdot (500\text{mm} + 4 \cdot 442\text{mm})) \cdot 442\text{mm} \cdot 1,79\text{MPa} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{442}}\right) \cdot \left(1 + 50 \frac{1707,42\text{mm}^2}{2000\text{mm} \cdot 500\text{mm}}\right) = 3257,67\text{kN}$$

- Resistenza sul perimetro del pilastro ( $u_0$ )

$$P_r'' = 0,4 \cdot u_0 \cdot d \cdot f_{cd} \cdot k \cdot (1 + \lambda^2)$$

$$0,4 \cdot (4 \cdot 500\text{mm}) \cdot 442\text{mm} \cdot 14,17\text{MPa} (1 + 0,308^2) = 5485,83\text{kN}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ in mm}$$

$$\lambda_a \left( = \frac{l_a}{d_a} \right) = \lambda_b \left( = \frac{l_b}{d_b} \right) = \frac{0,750}{0,442} = 0,308 \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 (0,3 f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0,7 (0,3 \cdot 25)^{2/3}}{1,5} = 1,79\text{MPa}$$

- Resistenza a punzonamento

$$P_r = \min\{P_r'; P_r''\} = 3257,67\text{kN} > P_d - P_0 = 1686\text{kN} - 105,38\text{kN} = 1580,62\text{kN}$$

**Verificato**

# PLINTO DI FONDAZIONE

## Posizionamento delle armature

### Plinti FLESSIBILI

In questo caso l'armatura non viene distribuita uniformemente, ma il **50% viene disposto in corrispondenza del pilastro su una larghezza (B+2H) ossia (A+2H)** che costituisce la parte più rigida della mensola, mentre il restante 25+25% viene posizionato lateralmente.

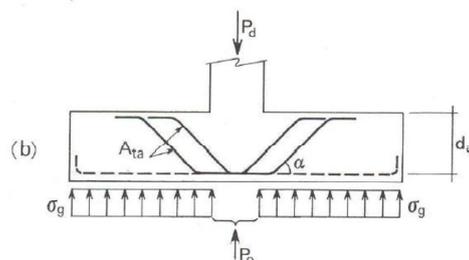
Vengono previste anche le armature superiori (compresse) e quelle di ripresa per completare la gabbia di armatura.

**L'armatura a taglio** è generalmente costituita da "ferri piegati" che assolvono anche la funzione di armature nei confronti del punzonamento.

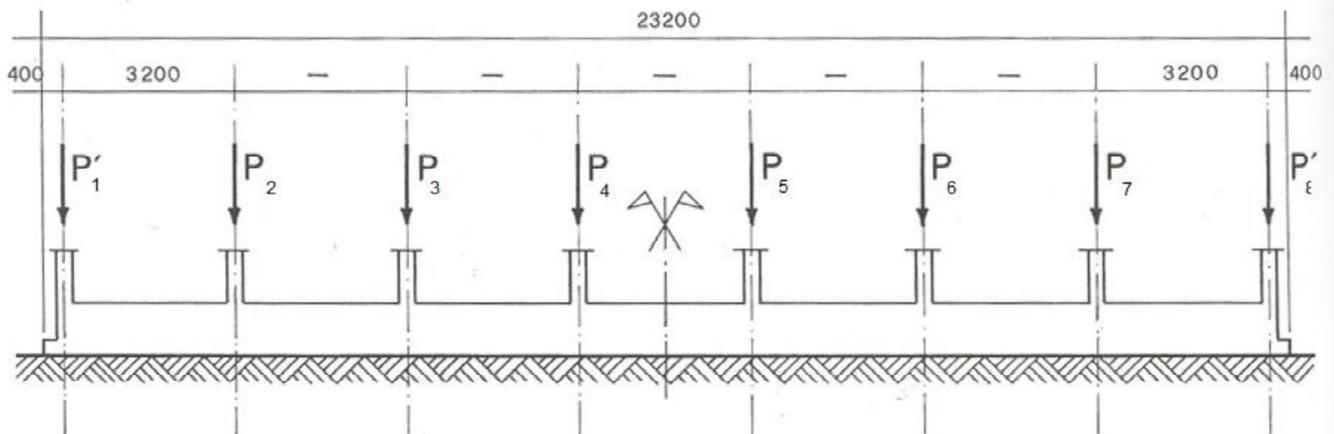
### Resistenza a punzonamento con ferri piegati:

$$P_{rs} = 2(A_{ta} + A_{tb}) f_{sd} \sin \alpha$$

$A_{ta}$  e  $A_{tb}$  sono le aree di armatura che intersecano la lesione.



# CALCOLO DELLE FONDAZIONI TRAVI ROVESCE



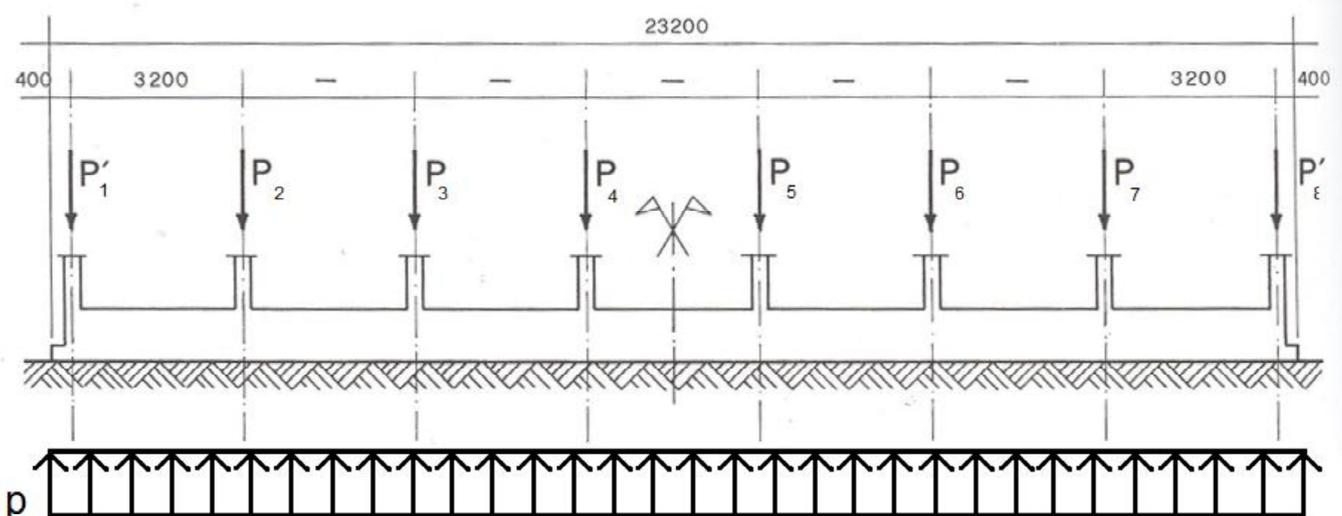
## TRAVE ROVESCIA DI FONDAZIONE

- Verifica della capacità portante del suolo
- Verifica della struttura di fondazione

# CALCOLO DELLE FONDAZIONI TRAVE ROVESCIA

In fase di predimensionamento si fa riferimento a un **modello semplificato** che consiste nel considerare costante la reazione del terreno.

$$p = \frac{1.43 \sum P_i}{l} = \frac{1.43(2 \cdot 842 \text{ kN} + 6 \cdot 1179 \text{ kN})}{23,2 \text{ m}} = 539,83 \text{ kN/m}$$



# TRAVE ROVESCIA

## Verifica della capacità portante del suolo

Bisogna valutare che la pressione indotta sul terreno  $\sigma_{Ed}$  sia inferiore alla pressione massima che il terreno è in grado di sostenere:

$$\sigma_{Ed} = \frac{p}{b} \leq \frac{q_{Rd}}{\gamma_{Rd}}$$

$\sigma_{Ed}$  pressione sul terreno (indotta da carichi verticali + peso della trave di fondazione, calcolati considerando un coefficiente parziale di sicurezza per le azioni pari a 1,43)

$b$  larghezza della trave di fondazione

$q_{Rd}$  capacità portante del terreno

$\gamma_{Rd}$  coefficiente parziale di sicurezza per le resistenze (=2,3)

Riesco quindi a **determinare la larghezza della trave di fondazione** ( $b$ ) affinché sia soddisfatta questa verifica (*ma non serve esagerare con  $b$ !*)

# TRAVE ROVESCIA

## Verifica della capacità portante del suolo

La capacità portante del terreno può essere valutata tenendo conto di tre diversi contributi: quello legato alla coesione del terreno ( $c$ ), quello legato al peso del terreno ai lati della fondazione ( $q$ ) e quello legato all'attrito del terreno ( $\gamma$ ).

$$q_{Rd} = s_c c N_c + s_q q N_q + s_\gamma 0.5 \gamma b N_\gamma$$

$q = \gamma h$  *Peso di terreno a lato della fondazione*

$h$  *Altezza del terreno a lato della fondazione*

$\gamma$  *Peso specifico del suolo circostante*

$s$  *Fattori di forma, unitari per fondazione continua*

$b$  *Larghezza della fondazione*

$N_c, N_q, N_\gamma$  *Coefficienti che dipendono dall'angolo di attrito del terreno  $\phi$*

# TRAVE ROVESCIA

## Verifica della capacità portante del suolo

ES. Terreno non coesivo, ghiaioso-sabbioso con  $c = 0$ ,  $\phi = 35^\circ$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

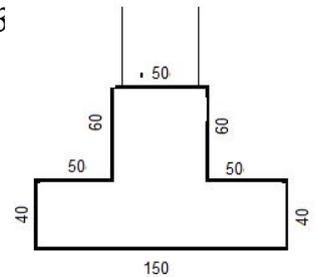
$b = 150 \text{ cm}$ ,  $h = 100 \text{ cm}$  (altezza trave)

$\text{tg}\phi$	$N_q$	$N_c$	$N_g$	$N_q/N_c$	$\phi$
0,70	33,26	46,09	47,97	0,722	35,0

$$q_{Rd} = 1 \cdot 0 \cdot 46,09 + 1 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 1,0\text{m} \cdot 33,26 + 1 \cdot 0,5 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 1,5\text{m} \cdot 47,97 = 1246,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{p}{b} \leq \frac{q_{Rd}}{\gamma_{Rd}} \quad \frac{(539,83 \text{ kN/m} + 22,5 \text{ kN/m})}{1,50\text{m}} \leq \frac{1246,28 \text{ kN/m}^2}{2,3}$$

$$374,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 541,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Verificato}$$

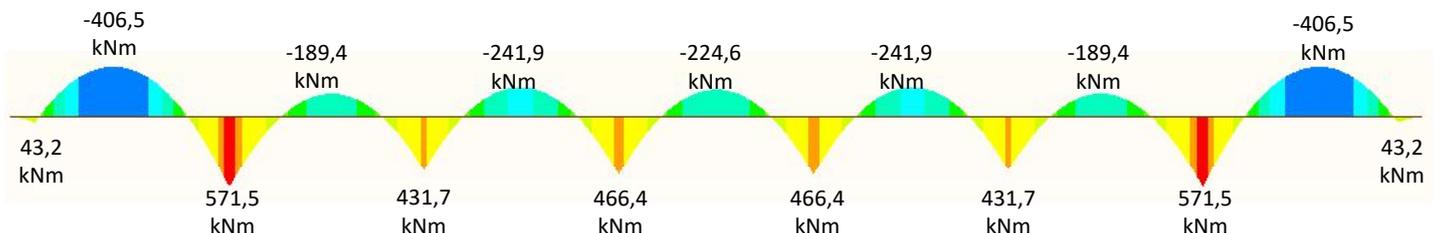


# TRAVE ROVESCIA

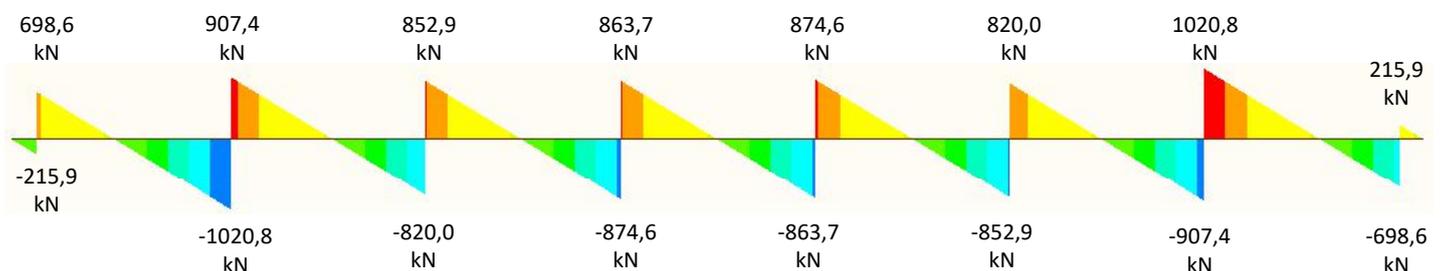
## Analisi delle sollecitazioni

### Diagramma dei momenti

A differenza delle travi d'elevazione, i momenti sono positivi agli appoggi (fibre intradosso tese) e negativi in campata (fibre estradosso tese)



### Diagramma dei tagli



# VERIFICA SLU A TAGLIO

Resistenza a “taglio-trazione” staffe

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \sin \alpha (ctg \alpha + ctg \vartheta)$$

Resistenza a “taglio-compressione” cls

$$V_{Rcd} = b^* z f_{c2} \sin^2 \vartheta (ctg \alpha + ctg \vartheta)$$

$\alpha$  è l'inclinazione delle armature trasversali a taglio

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compressi

$b^*$  è la larghezza dell'anima della trave rovescia

$z$  è l'altezza utile della trave (0.9d)

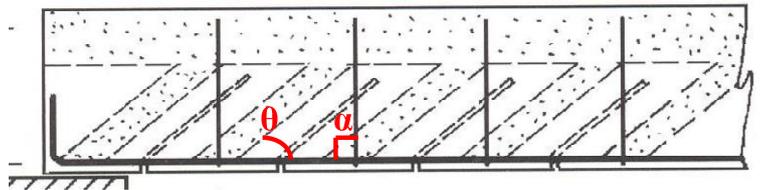
$$f_{c2} \sim 0.5 f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / 1.5$$

Ipotizzando staffe disposte

perpendicolarmente rispetto all'asse dalla trave ( $\alpha = 90^\circ$ ),

ricordando che

$$\sin^2 \vartheta = \frac{1}{1 + ctg^2 \vartheta}$$



Con la verifica a taglio...

- Impongo un'altezza trave di primo tentativo
- Faccio le verifiche.
- Se non sono soddisfatte alzo la trave e riprovo.

$$\Rightarrow V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} ctg \vartheta$$

$$\Rightarrow V_{Rcd} = b^* z 0.5 f_{cd} \frac{ctg \vartheta}{1 + ctg^2 \vartheta}$$

Il taglio resistente sarà pari al **minore tra  $V_{Rsd}$  e  $V_{Rcd}$** .

# VERIFICA SLU A TAGLIO

Quanto vale  $\theta$  ?

Nella teoria del traliccio isostatico di Morsh,  $\theta = 45^\circ$  (quindi  $ctg \theta = 1$ ). Questo modello, però, conduce ad eccessivi dimensionamenti dell'armatura trasversale.

Il modello va quindi perfezionato aggiungendo il contributo della resistenza a trazione del calcestruzzo (cfr. resistenza a taglio di elementi privi di specifica armatura, come i solai). Nella teoria del traliccio con puntone a inclinazione variabile tale contributo viene preso in considerazione diminuendo l'inclinazione  $\theta$  (cioè aumentando il valore di  $ctg \theta$ ).

La normativa vigente, tuttavia impedisce di utilizzare valori di  $\theta$  inferiori a  $22.8^\circ$  (cioè valori di  $ctg \theta$  superiori a 2,5).

Pertanto

$$1 \leq ctg \vartheta \leq 2,5 \quad \text{cioè} \quad 21,8^\circ \leq \vartheta \leq 45^\circ$$

# VERIFICA SLU A TAGLIO

Un criterio che si può adottare per determinare il valore di  $\theta$  con cui calcolare i tagli resistenti, è quello di uguagliare le due equazioni di  $V_{Rsd}$  e  $V_{Rcd}$ : si ottiene in questo modo l'inclinazione  $\theta_{eq}$  delle bielle di calcestruzzo cui corrisponde il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e delle staffe.

$$ctg \vartheta_{eq} = \sqrt{\frac{s \cdot b \cdot 0.5 f_{cd}}{A_{sw} \cdot f_{yd}} - 1}$$

Questo criterio permette di massimizzare il taglio resistente della trave.

N.B. Se trovo  $ctg \theta_{eq} > 2,5$ , allora prenderò  $ctg \theta = 2,5$

Se trovo  $1 < ctg \theta_{eq} < 2,5$ , allora prenderò  $ctg \theta = ctg \theta_{eq}$

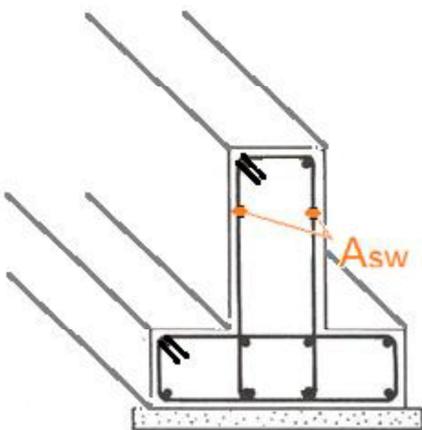
Se trovo  $ctg \theta_{eq} < 1$ , allora prenderò  $ctg \theta = 1$

Cautelativamente si consiglia di non considerare valori di  $ctg \theta$  maggiori di 2.0.

# VERIFICA SLU A TAGLIO

N.B.  $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale di staffe

$s$  è il passo delle staffe,  $b$  è la larghezza dell'anima della trave rovescia



Staffe a due braccia

$$A_{sw} = 2 \left( \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right)$$

N.B. Per consentire il posizionamento delle staffe è necessario predisporre IN OGNI SEZIONE almeno una barra in ogni angolo della sezione e in ogni angolo di piegatura delle staffe

LIMITAZIONI NORMATIVE:

- 1)  $s < 33$  cm (almeno 3 staffe al metro)
- 2)  $s < 0.8 d$  ( $d$  altezza utile della sezione)
- 3)  $A_{sw}/s > 1,5 b^*$  mm<sup>2</sup>/m ( $b^*$  larghezza dell'anima della trave)

Oss. Solitamente il passo delle staffe viene arrotondato per difetto ai 5 cm, ma **non si scende sotto i 10 cm** (nidi di ghiaia in fase di getto)

# VERIFICHE SLU - TAGLIO

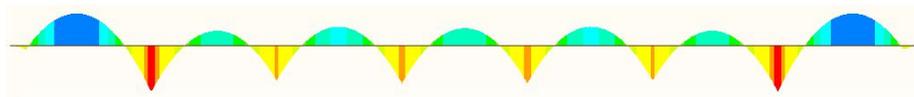
Ipotizzo staffe a 2 braccia  $\phi 10$  ( $A_{sw} = 157,08 \text{ mm}^2$ )

Predimensiono l'armatura trasversale minima sulla base delle limitazioni normative: il passo  $s$  deve essere minore di  $330 \text{ mm}$  (1) e di  $0,8 \cdot 934 = 747,2 \text{ mm}$  (2), quindi scelgo  $s = 330 \text{ mm}$ . Verifico se  $A_{sw}/s > 1,5 b^*$  → NO – allora riduco il passo per soddisfare tale disuguaglianza  $157,1 \text{ mm}^2 / 0,20 \text{ m} = 785,5 \text{ mm}^2/\text{m} > 1,5 \cdot 500 = 750 \text{ mm}^2/\text{m}$  (3).

Se con questi parametri ( $s=20 \text{ cm}$ ) la verifica a taglio non risulta verificata in uno o più punti della trave, in quella zona rifarò la verifica riducendo il passo di  $5 \text{ cm}$  alla volta

	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$s$ [mm]	$ctg \vartheta_{eq}$	$ctg \vartheta$	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Rd} \geq V_{Sd}$ ?
APPOGGIO 1'e 8''	157,1	200	3,4 > 2,5	2,5	649,44	1021,76	649,44	215,9	✓
APPOGGIO 1''e 8'	157,1	150	3,4 > 2,5	2,5	865,92	1021,76	865,92	698,6	✓
APPOGGIO 2'e 7''	157,1	100	2,4 > 2,5	2,5	1298,87	1021,76	1021,76	1020,8	✓
APPOGGIO 2''e 7'	157,1	100	2,9 > 2,5	2,5	1298,87	1021,76	1021,76	907,4	✓
ALTRI APPOGGI (~)	157,1	100	2,9 > 2,5	2,5	1298,87	1021,76	1021,76	874,6	✓

# VERIFICHE SLU - FLESSIONE



Armature longitudinali

Campate A e G  $A_{s,min} = \frac{406500000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 1235,84 \text{ mm}^2$

Campate B e F  $A_{s,min} = \frac{189400000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 575,81 \text{ mm}^2$

Campate C e E  $A_{s,min} = \frac{214900000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 942 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 653,34 \text{ mm}^2$

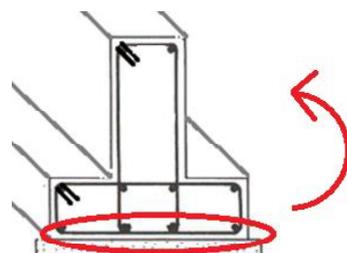
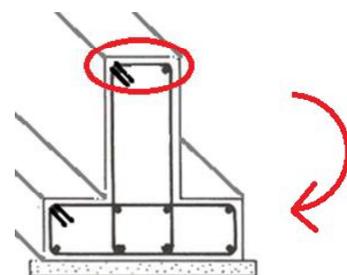
Campata D  $A_{s,min} = \frac{224600000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 682,83 \text{ mm}^2$

Appoggi 1 e 8  $A_{s,min} = \frac{43200000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 131,34 \text{ mm}^2$

Appoggi 2 e 7  $A_{s,min} = \frac{571500000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 1737,47 \text{ mm}^2$

Appoggi 3 e 6  $A_{s,min} = \frac{431700000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 1312,45 \text{ mm}^2$

Appoggi 4 e 5  $A_{s,min} = \frac{466400000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 1417,95 \text{ mm}^2$



OSS.  $d$  sarà pari all'altezza della trave ( $1000 \text{ mm}$ ) diminuita del copriferro netto ( $50 \text{ mm}$ ), del diametro delle staffe ( $8 \text{ mm}$ ) del raggio delle armature ( $8 \text{ mm}$ )

# DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE

## Armature longitudinali

Campate A e GG	con <b>7φ16</b> si ha $A_s^* = 7 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 1407,52 > 1235,84 \text{ mm}^2$
Campate B e F	con <b>3φ16</b> si ha $A_s^* = 3 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 603,18 > 575,81 \text{ mm}^2$
Campate C e E	con <b>4φ16</b> si ha $A_s^* = 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 804,24 > 653,34 \text{ mm}^2$
Campata D	con <b>4φ16</b> si ha $A_s^* = 5 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 804,24 > 682,83 \text{ mm}^2$
Appoggi 1 e 8	con <b>4φ16</b> si ha $A_s^* = 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 804,24 > 131,34 \text{ mm}^2$
Appoggi 2 e 7	con <b>9φ16</b> si ha $A_s^* = 9 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 1809,54 > 1737,47 \text{ mm}^2$
Appoggi 3 e 6	con <b>7φ16</b> si ha $A_s^* = 7 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 1407,52 > 1312,45 \text{ mm}^2$
Appoggi 4 e 5	con <b>8φ16</b> si ha $A_s^* = 8 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 1606,48 > 1417,95 \text{ mm}^2$

## VERIFICHE DI RESISTENZA SLU - FLESSIONE

Bisogna verificare che i momenti resistenti  $M_{Rd}$  relativi alle armature scelte siano superiori ai momenti sollecitanti  $M_{Sd}$ :

$$M_{Rd} = A_s^* \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} > M_{Sd}$$

Camp A e G

$$M_{Rd} = 1407,52 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 462,62 \text{ kN} \cdot \text{m} > 406,5 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Campate B e F

$$M_{Rd} = 603,18 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 198,25 \text{ kN} \cdot \text{m} > 189,4 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Campate C e E

$$M_{Rd} = 804,24 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 264,33 \text{ kN} \cdot \text{m} > 214,9 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Campata D

$$M_{Rd} = 804,24 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 264,33 \text{ kN} \cdot \text{m} > 224,6 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Appoggi 1 e 8

$$M_{Rd} = 804,24 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 264,33 \text{ kN} \cdot \text{m} > 43,2 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Appoggi 2 e 7

$$M_{Rd} = 1809,54 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 594,75 \text{ kN} \cdot \text{m} > 571,5 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Appoggi 3 e 6

$$M_{Rd} = 1407,52 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 462,95 \text{ kN} \cdot \text{m} > 431,7 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Appoggi 4 e 5

$$M_{Rd} = 1606,48 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = 528,01 \text{ kN} \cdot \text{m} > 466,4 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

# TRAVI DI COLLEGAMENTO

È necessario contenere gli spostamenti relativi tra gli elementi di fondazione (plinti o travi rovesce), ad esempio unendoli tramite travi di collegamento in grado di assorbire gli sforzi assiali indotti da tali spostamenti.

Tale azione assiale può essere stimata come 10%  $N_k$ , dove  $N_k$  è l'azione assiale trasmessa dal pilastro in fondazione

$$\text{Armatura longitudinale } A_s = \frac{10\% N_k}{f_{yd}} = \frac{10\% 1179 \cdot 10^3 N}{391,30 MPa} = 301,30 mm^2$$

(considerando, come per i pilastri, un'armatura minima di almeno 4 $\phi$ 12)

$$A_s^* = 4 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 12^2}{4} \right) = 452,39 > 301,30 mm^2 \quad \text{Verificato}$$

Dimensione sezione 300x300 mm

$$\begin{aligned} \text{Passo staffe } s &\leq 12 \phi < 250 \text{ mm} & \phi_s &\geq \frac{\phi}{4} \\ & & \emptyset_s &> 6 \text{ mm} \end{aligned}$$