

ESERCITAZIONE 03 CALCOLO DELLE FONDAZIONI

E04

A. A. 2025-2026
Corso di **Tecnica delle costruzioni**

Esercitazione 04 – Calcolo delle fondazioni

Verifica capacità portante (v. lez. Fondazioni)

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

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

La capacità portante del terreno si può calcolare come:

$$q_R = \underbrace{s_c c N_c}_{\text{Contrib. coesione del terreno}} + \underbrace{s_q q N_q}_{\text{Contrib. peso del terreno ai lati fondaz.}} + \underbrace{s_\gamma 0.5 \gamma b N_\gamma}_{\text{Contrib. legato all'attrito del terreno}}$$

Contrib. coesione
del terreno

Contrib. peso
del terreno ai
lati fondaz.

Contrib. legato
all'attrito del terreno

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

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

c coesione del terreno

$q = \gamma h$ peso del terreno ai lati della fondazione (con h spessore strato terreno ai lati)

γ peso specifico del terreno ai lati

a, b dimensioni in pianta della fondazione

s_c, s_q, s_γ fattori di forma della fondazione

N_c, N_q, N_γ fattori correttivi che dipendono dal terreno (dall'angolo di attrito ϕ)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$$

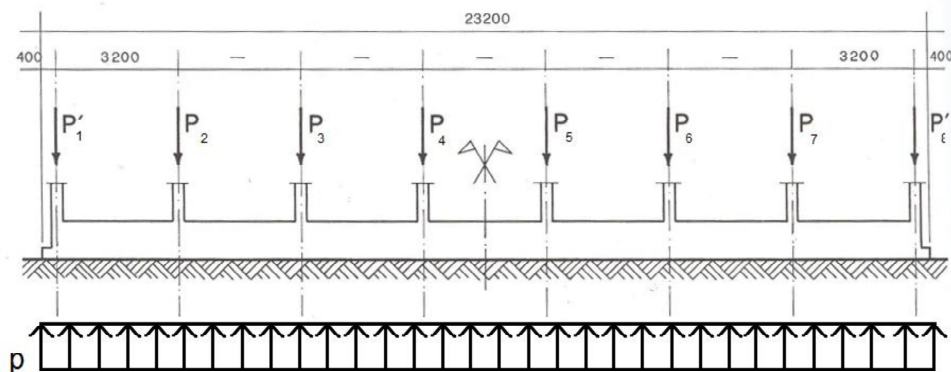
$$N_g = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

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

$$s_c = 1 + (b/a) (N_q / N_c)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4(b/a)$$

CALCOLO DI UNA TRAVE ROVESCIA DI FONDAZIONE



TRAVE ROVESCIA DI FONDAZIONE

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

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

$$p = \frac{\sum P_i}{l} = \frac{2 \cdot 1204 \text{ kN} + 6 \cdot 1686 \text{ kN}}{23,2 \text{ m}} = 539,83 \text{ kN/m}$$

Verifica capacità portante (v. lez. Fondazioni)

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

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

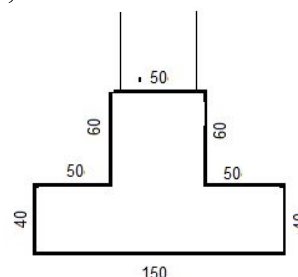
$\text{tg}\phi$	N_q	N_c	N_g	N_q/N_c	ϕ
0,70	33,26	46,09	47,97	0,722	35,0

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

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

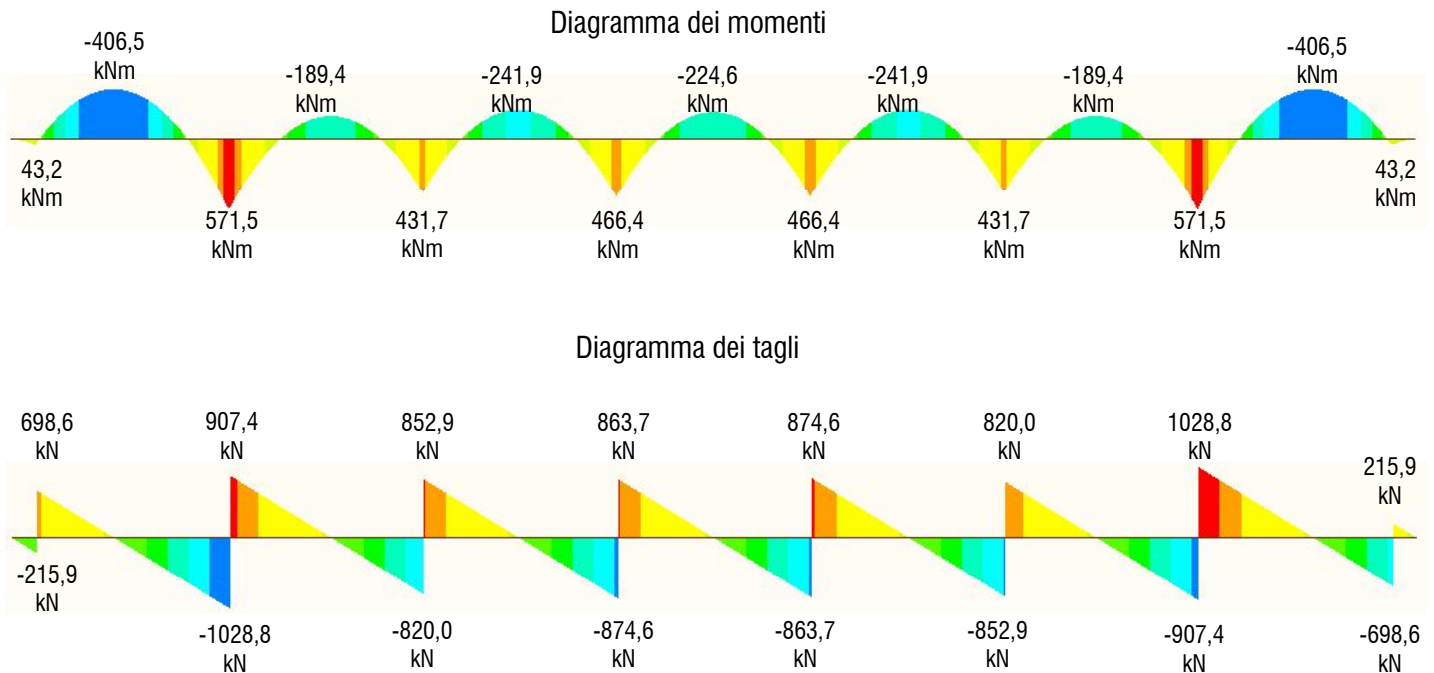
$$374,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 541,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Verificato



Dimensionamento dell'armatura e verifiche di resistenza

Diagrammi delle sollecitazioni



Dimensionamento delle armature longitudinali

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

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

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

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

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

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

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

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

OSS. d sarà pari all'altezza della trave (ipotizzo 800mm) diminuita del copriferro netto (50 mm), del diametro delle staffe (8mm) del raggio delle armature (8 mm)



Campate A e GG	con 7φ16 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 3φ16 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 4φ16 si ha $A_s^* = 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 804,24 > 653,34 \text{ mm}^2$
Campata D	con 4φ16 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 4φ16 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 9φ16 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 7φ16 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 8φ16 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 a flessione

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

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

Camp A e G

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

Campate B e F

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

Campate C e E

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

Campata D

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

Appoggi 1 e 8

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

Appoggi 2 e 7

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

Appoggi 3 e 6

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

Appoggi 4 e 5

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

Verifiche di resistenza SLU a taglio

Bisogna verificare che i tagli resistenti V_{Rd} (v. lez. Taglio) siano superiori a quelli sollecitanti V_{Ed}

Resistenza a “taglio-trazione”

$$V_{sd} = \frac{A_s}{s} z f_{yd} \sin \alpha (ctg \alpha + ctg \vartheta)$$

Resistenza a “taglio-compressione”

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

α è l'inclinazione delle armature trasversali a taglio

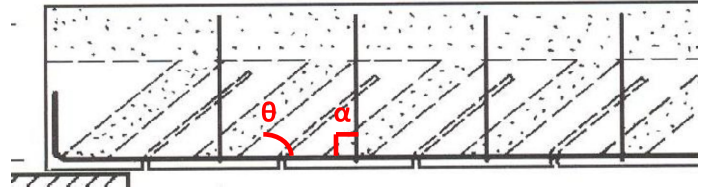
ϑ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compressi

b è la larghezza dell'anima della trave rovescia di fondazione

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

Con staffe disposte perpendicolarmente rispetto all'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$) e ricordando che

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



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

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

Il taglio resistente sarà pari al **minore tra VRsd e VRcd.**



Quanto vale ϑ ?

Nella teoria del traliccio isostatico di Morsh, $\vartheta = 45^\circ$ (quindi $ctg \vartheta = 1$). 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 ϑ (cioè aumentando il valore di $ctg \vartheta$).

La normativa vigente, tuttavia impedisce di utilizzare valori di ϑ inferiori a 21.8° (cioè valori di $ctg \vartheta$ superiori a 2,5).

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

Un criterio che si può adottare per determinare il valore di ϑ 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 ϑ_{eq} delle bielle di calcestruzzo cui corrisponde il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e delle staffe.

Questo criterio permette di massimizzare il taglio resistente della trave.

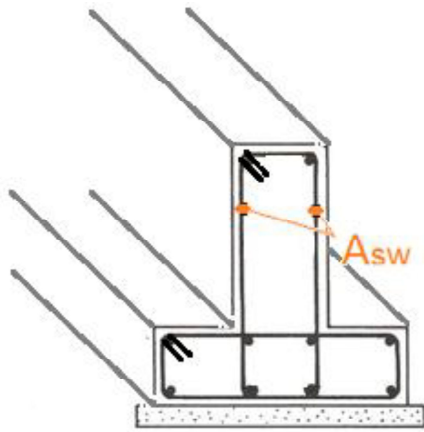
$$ctg \vartheta_{eq} = \sqrt{\frac{s \cdot b \cdot 0.5 f_{cd}}{A_{sw} \cdot f_{yd}} - 1}$$

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

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

Se trovo $ctg \vartheta_{eq} < 1$, allora prenderò $ctg \vartheta = 1$

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 longitudinale in ogni angolo della sezione e in ogni angolo di piegatura delle staffe

LIMITAZIONI NORMATIVE:

- 1) $s < 500\text{mm}$ (cioè almeno tre staffe al metro)
- 2) $s < 0.8 d$ (d altezza utile della sezione)
- 3) $A_{sw}/s > 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ (b larghezza della sezione)

Oss. Solitamente, il passo delle staffe viene arrotondato per difetto ai 5 cm

Ipotizzo staffe a 2 braccia $\phi 8$ ($A_{sw} = 100,53\text{mm}^2$)

Predimensiono l'armatura trasversale minima sulla base delle limitazioni normative: il passo s deve essere minore di 500mm (1) e di $0,8 \cdot 934 = 747,2\text{mm}$ (2), quindi scelgo $s = 500 \text{ mm}$. Verifico che $A_{sw}/s = 100,53\text{mm}^2/0,50\text{m} = 201,06\text{mm}^2/\text{m} > 1,5 \cdot 500 = 750 \text{ mm}^2/\text{m}$ (3).

Se con questi parametri 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 cm alla volta

	A_{sw} [mm ²]	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''	100,53	350	5,6 > 2.5	2.5	236,19	1026,84	236,9	215,9	✓
APPOGGIO 1''e 8'	100,53	100	2,8 > 2.5	2.5	826,68	1026,64	826,68	698,6	✓
APPOGGIO 2'e 7''	100,53	50	1,9	1,9	1237,56	1237,56	1237,56	1028,8	✓
APPOGGIO 2''e 7'	100,53	50	1,9	1,9	1237,56	1237,56	1237,56	907,4	✓
ALTRI APPOGGI (~)	100,53	50	1,9	1,9	1237,56	1237,56	1237,56	874,6	✓

È una distanza troppo ravvicinata per permettere un agevole passaggio del getto di cls tra le staffe

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 500mm (1) e di $0,8 \cdot 934 = 747,2\text{mm}$ (2), quindi scelgo $s = 500\text{mm}$. Verifico che $A_{sw}/s = 157,1\text{mm}^2/0,50\text{m} = 314,2\text{mm}^2/\text{m} > 1,5 \cdot 500 = 750\text{mm}^2/\text{m}$ (3).

Se con questi parametri 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 cm alla volta

	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	$ctg \mathcal{G}_{eq}$	$ctg \mathcal{G}$	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Sd} [kN]	$V_{Rd} \geq V_{Sd}$?
APPOGGIO 1'e 8''	157,1	300	4,0 > 2,5	2,5	430,57	1026,60	430,57	215,9	✓
APPOGGIO 1''e 8'	157,1	150	2,8 > 2,5	2,5	861,14	1026,60	861,14	698,6	✓
APPOGGIO 2''e 7''	157,1	100	2,1	2,1	1127,51	1127,51	1127,51	1028,8	✓
APPOGGIO 2''e 7'	157,1	100	2,1	2,1	1127,51	1127,51	1127,51	907,4	✓
ALTRI APPOGGI (~)	157,1	100	2,1	2,1	1127,51	1127,51	1127,51	874,6	✓

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

Dimensionamento armatura longitudinale

(considerando, come per i pilastri, un'armatura minima di almeno $4\phi 14$)

$$A_s^* = 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 14^2}{4} \right) = 615,44 > 301,30\text{mm}^2 \quad \text{Verificato}$$

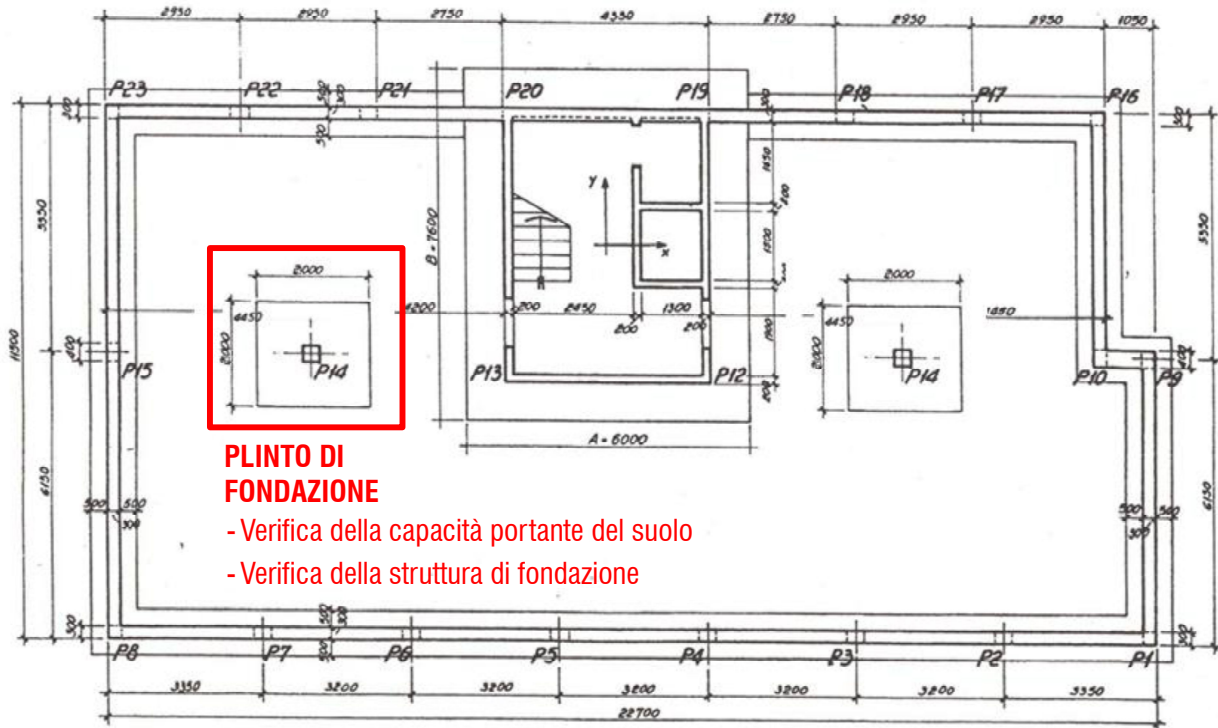
$$\text{Dimensione sezione } 300 \times 300 \text{ mm}^2 \quad A_s = \frac{10\% N_k}{f_{yd}} = \frac{10\% 1179 \cdot 10^3 N}{391,30 \text{ MPa}} = 301,30\text{mm}^2$$

$$\text{Passo staffe} \quad s \leq 12 \phi$$

$$\phi_s \geq \frac{\phi}{4}$$

CALCOLO DI UN PLINTO DI FONDAZIONE

tav. 12 PIANTE FONDAZIONI



PLINTO DI FONDAZIONE

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



15

ESEMPIO. 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	ϕ
0,70	33,26	46,09	47,97	0,722	35,0

$$s_q = 1 + \frac{2000}{2000} \cdot 0,70 = 1,70$$

$$s_c = 1 + \frac{2000}{2000} \frac{33,26}{46,09} = 1,72$$

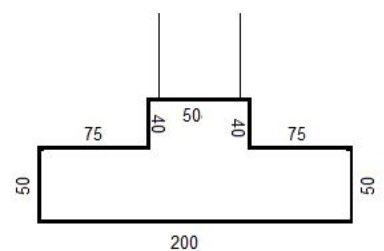
$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{2000}{2000} = 0,6$$

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

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

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

Verificato



16

Dimensionamento dell'armatura e verifiche di resistenzaCaso plinto tozzo (meccanismo a trianti e puntoni)

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

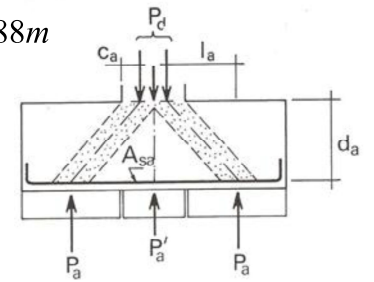
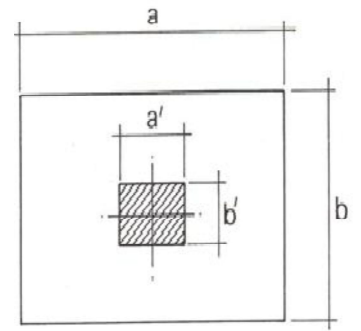
$$P'_a = \frac{a'}{a} P_d = \frac{0,5m}{2,0m} 1686kN = 421,5kN$$

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

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

$$A_{sa, \min} = \frac{P_d - P'_a}{2f_{yd} \frac{d_a}{l_a}} = \frac{1686 \cdot 10^3 N - 421,5 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 391,30 MPa \frac{(0,5 - 0,05 - 0,008)m}{0,463m}} = 1692,54 mm^2$$

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

Verifica resistenza armatura

$$P_{rs} = P'_a + 2A_{sa} f_{yd} \frac{d_a}{l_a} > P_d$$

$$P_{rs} = 421,5 \cdot 10^3 N + 2 \cdot 1809,56 mm^2 \cdot 391,30 MPa \frac{(0,5 - 0,05 - 0,008)m}{0,463m} =$$

$$= 421500 N + 1351930 N = 1773kN > 1686kN \quad \text{Verificato}$$

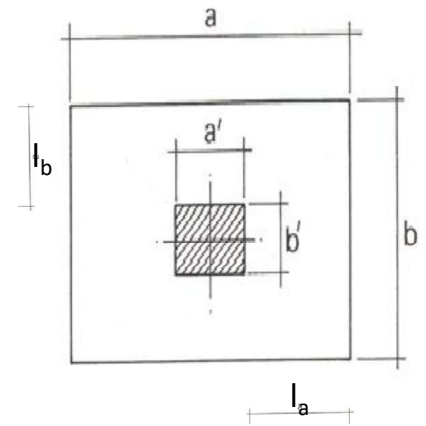
Verifica resistenza calcestruzzo

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

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

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

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

Dimensionamento dell'armatura e verifiche di resistenzaCaso plinto snello (meccanismo a mensola)

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

$$\text{Momenti flettenti} \quad M_a = \frac{\sigma_v b l_a^2}{2} \quad l_a = \frac{a - a'}{2}$$

$$M_b = \frac{\sigma_v b l_b^2}{2} \quad l_b = \frac{b - b'}{2}$$

$$M_b = M_a = \frac{0,42 \text{ MPa} \cdot 2 \text{ m} \cdot 750^2 \text{ mm}^2}{2} = 236,25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

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

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

Verifica a flessione

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

Verificato

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

Verifica a punzonamento (per plinti di non grande spessore)

- Resistenza sul perimetro critico (u):

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

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

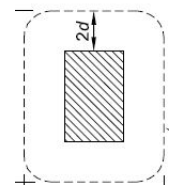
- Resistenza sul perimetro del pilastro (u_0)

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

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

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

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



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

