

**Università di Trieste**  
**Dipartimento di Ingegneria e Architettura**

**Corso di**  
**Tecnica delle Costruzioni**

**ELEMENTI DI FONDAZIONE**

**Prof. Ing. Natalino Gattesco**

# **BIBLIOGRAFIA**

**Toniolo G., Di Prisco M., “Cemento Armato – Calcolo agli stati limite”, Vol. 2b, terza edizione, Ed. Zanichelli, 2010.**

**Park R., Paulay T., “Reinforced Concrete Structures”, John Wiley & Sons, New York, 1975.**

**Wight J., Mac Gregor J., “Reinforced Concrete – Mechanics and Design”, Sixth Edition, Prentice Hall, New Jersey, 2011.**

**Santarella L., “Prontuario del Cemento Armato”, XXXVIII edizione, Ed. Hoepli, Milano.**

# TIPI DI FONDAZIONE

Le fondazioni di un edificio si distinguono in:

**Fondazioni superficiali**

**Fondazioni isolate** (*plinti*)

**Fondazioni continue** (*travi rovesce, graticci rovesci, platee*)

**Fondazioni profonde**

**Fondazioni puntuali** (*pali, pozzi*)

**Fondazioni continue** (*diaframmi, palancole*)

**Le prime si hanno quando in superficie si hanno suoli con buone caratteristiche di portanza (roccia, ghiaia, sabbia, argilla compatta)**

**Le seconde si hanno quando il suolo buono si trova in profondità, ossia quando in superficie si hanno argille molli, limi e sabbie sciolte, ecc.**

# DIMENSIONAMENTO

**La capacità portante di una fondazione è funzione sia delle caratteristiche del suolo che delle dimensioni e della profondità di impostazione della fondazione stessa.**

**In fase di predimensionamento è possibile considerare una capacità portante di riferimento, valutata per una certa dimensione di primo tentativo, ma in fase di verifica è necessario calcolare correttamente la capacità portante di ogni singola fondazione.**

**Ad esempio, per una costruzione su terreno ghiaioso-sabbioso con un angolo di attrito di  $35^\circ$ , un peso specifico di  $18 \text{ kN/m}^3$ , con le fondazioni, di tipo nastriforme, ad una profondità di  $0.80 \text{ m}$  ed una larghezza di  $1.30 \text{ m}$ , si ha una capacità portante ultima di  $1040 \text{ KPa}$ .**

**Le verifiche di resistenza riguardano:**

*Il collasso della struttura di fondazione*

*La rottura del suolo di fondazione*

# VERIFICHE

Le verifiche riguardano la struttura e il suolo.

Per queste verifiche si deve utilizzare l'approccio 2.

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$$

$\gamma_R = 2.3$   
per verifiche suolo

		EQU	STR	GEO
<i>azioni - carichi</i>				
peso proprio strutture	$\gamma_{G1}$	0,9 ÷ 1,1	1,0 ÷ 1,3	1,0
altri permanenti	$\gamma_{G2}$	0,0 ÷ 1,5	0,0 ÷ 1,5	0,0 ÷ 1,3
azioni variabili	$\gamma_Q$	0,0 ÷ 1,5	0,0 ÷ 1,5	0,0 ÷ 1,3
<i>spinte dei terrapieni</i>				
angolo d'attrito	$\gamma_\phi$	1,25	1,25	1,25
coesione	$\gamma_c$	1,25	1,25	1,25
peso terreno	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0	1,0
<i>coefficienti di modello</i>				
resistenza del terreno	$\gamma_R$	1,0	-	1,8
slittamento	$\gamma'_R$	1,1	-	1,1
<i>resistenza dei materiali</i>				
calcestruzzo	$\gamma_C$	-	1,5	-
armature	$\gamma_S$	-	1,15	-
<i>resistenza del terreno</i>				
angolo d'attrito	$\gamma_\phi$	-	-	1,25
coesione	$\gamma_c$	-	-	1,25
peso terreno	$\gamma_\gamma$	-	-	1,0

# CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE

Le verifiche di resistenza si esprimono quindi

$$P_{Rd} = q_{Rd} \cdot A \geq \gamma_{Rd} P_{Ed}$$

Dove, la capacità portante unitaria della fondazione è data dalla rel.

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

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

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

$\gamma$  *Peso specifico del suolo circostante*

$$s_q = 1 + (b/a) \operatorname{tg} \phi$$

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

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

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

# CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE

La seguente tabella fornisce, in funzione dell'angolo d'attrito interno  $\phi$  del terreno, i valori dei tre parametri  $N_q$ ,  $N_c$  ed  $N_\gamma$  della formula del QDR. 9.02. Detti valori sono ricavati da:

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

$$N_c = (N_q - 1) / \operatorname{tg} \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$$

$\operatorname{tg} \phi$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\phi$
0,00	1,00	5,14	0,00	0,195	0,0
0,01	1,05	5,28	0,04	0,200	0,6
0,02	1,11	5,42	0,08	0,205	1,1
0,03	1,17	5,56	0,13	0,210	1,7
0,04	1,23	5,71	0,18	0,215	2,3
0,05	1,29	5,86	0,23	0,221	2,9
0,06	1,36	6,02	0,28	0,226	3,4
0,07	1,43	6,19	0,34	0,232	4,0
0,08	1,51	6,36	0,40	0,237	4,6
0,09	1,59	6,53	0,47	0,243	5,1
0,10	1,67	6,72	0,53	0,249	5,7
0,11	1,76	6,91	0,61	0,255	6,3
0,12	1,85	7,10	0,68	0,261	6,8
0,13	1,95	7,31	0,77	0,267	7,4
0,14	2,05	7,52	0,85	0,273	8,0
0,15	2,16	7,73	0,95	0,279	8,5
0,16	2,27	7,96	1,05	0,286	9,1
0,17	2,39	8,19	1,15	0,292	9,6
0,18	2,52	8,43	1,27	0,299	10,2
0,19	2,65	8,69	1,39	0,305	10,8
0,20	2,79	8,95	1,52	0,312	11,3

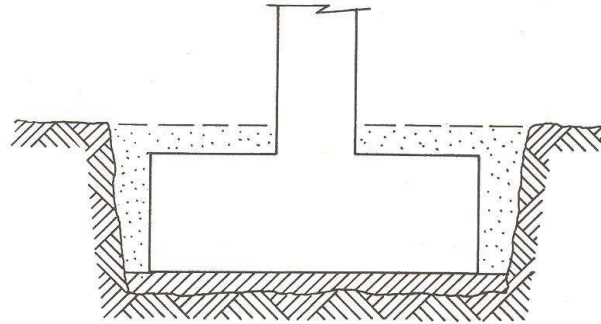
tgφ	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>	N <sub>q</sub> /N <sub>c</sub>	φ
0,21	2,93	9,21	1,65	0,319	11,9
0,22	3,09	9,49	1,80	0,325	12,4
0,23	3,25	9,78	1,95	0,332	13,0
0,24	3,42	10,08	2,12	0,339	13,5
0,25	3,60	10,39	2,30	0,346	14,0
0,26	3,79	10,71	2,49	0,353	14,6
0,27	3,98	11,05	2,69	0,361	15,1
0,28	4,19	11,39	2,91	0,368	15,6
0,29	4,41	11,75	3,14	0,375	16,2
0,30	4,64	12,12	3,38	0,383	16,7
0,31	4,88	12,50	3,64	0,390	17,2
0,32	5,13	12,90	3,92	0,398	17,7
0,33	5,39	13,32	4,22	0,405	18,3
0,34	5,67	13,74	4,54	0,413	18,8
0,35	5,97	14,19	4,88	0,420	19,3
0,36	6,27	14,65	5,24	0,428	19,8
0,37	6,60	15,12	5,62	0,436	20,3
0,38	6,94	15,62	6,03	0,444	20,8
0,39	7,29	16,13	6,47	0,452	21,3
0,40	7,67	16,66	6,93	0,460	21,8
0,41	8,06	17,21	7,43	0,468	22,3
0,42	8,47	17,79	7,95	0,476	22,8
0,43	8,90	18,38	8,52	0,484	23,3
0,44	9,36	18,99	9,11	0,493	23,7
0,45	9,83	19,63	9,75	0,501	24,2
0,46	10,33	20,29	10,43	0,509	24,7
0,47	10,86	20,98	11,15	0,518	25,2
0,48	11,41	21,69	11,91	0,526	25,6
0,49	11,99	22,42	12,73	0,535	26,1
0,50	12,59	23,19	13,59	0,543	26,6
0,51	13,23	23,98	14,51	0,552	27,0
0,52	13,90	24,80	15,49	0,560	27,5
0,53	14,60	25,65	16,53	0,569	27,9
0,54	15,33	26,54	17,64	0,578	28,4
0,55	16,10	27,46	18,81	0,586	28,8
0,56	16,91	28,41	20,06	0,595	29,2
0,57	17,75	29,39	21,38	0,604	29,7
0,58	18,64	30,41	22,78	0,613	30,1
0,59	19,57	31,47	24,27	0,622	30,5
0,60	20,54	32,57	25,85	0,631	31,0
0,61	21,57	33,72	27,53	0,640	31,4
0,62	22,64	34,90	29,31	0,649	31,8
0,63	23,76	36,13	31,20	0,658	32,2
0,64	24,93	37,40	33,20	0,667	32,6
0,65	26,17	38,72	35,32	0,676	33,0
0,66	27,46	40,09	37,56	0,685	33,4
0,67	28,81	41,51	39,94	0,694	33,8
0,68	30,23	42,98	42,47	0,703	34,2
0,69	31,71	44,51	45,14	0,712	34,6
0,70	33,26	46,09	47,97	0,722	35,0

tgφ	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>	N <sub>q</sub> /N <sub>c</sub>	φ
0,71	34,89	47,73	50,96	0,731	35,4
0,72	36,59	49,44	54,14	0,740	35,8
0,73	38,38	51,20	57,49	0,750	36,1
0,74	40,25	53,04	61,05	0,759	36,5
0,75	42,20	54,94	64,80	0,768	36,9
0,76	44,25	56,91	68,78	0,778	37,2
0,77	46,39	58,95	72,99	0,787	37,6
0,78	48,64	61,07	77,43	0,796	38,0
0,79	50,99	63,27	82,14	0,806	38,3
0,80	53,44	65,55	87,11	0,815	38,7
0,81	56,01	67,92	92,36	0,825	39,0
0,82	58,71	70,37	97,92	0,834	39,4
0,83	61,52	72,92	103,78	0,844	39,7
0,84	64,47	75,55	109,98	0,853	40,0
0,85	67,55	78,29	116,53	0,863	40,4
0,86	70,77	81,13	123,45	0,872	40,7
0,87	74,14	84,07	130,75	0,882	41,0
0,88	77,67	87,12	138,46	0,891	41,3
0,89	81,36	90,29	146,60	0,901	41,7
0,90	85,21	93,57	155,19	0,911	42,0
0,91	89,25	96,98	164,25	0,920	42,3
0,92	93,46	100,51	173,81	0,930	42,6
0,93	97,87	104,17	183,91	0,940	42,9
0,94	102,48	107,96	194,55	0,949	43,2
0,95	107,30	111,90	205,78	0,959	43,5
0,96	112,34	115,98	217,61	0,969	43,8
0,97	117,61	120,21	230,10	0,978	44,1
0,98	123,11	124,60	243,26	0,988	44,4
0,99	128,86	129,15	257,13	0,998	44,7
1,00	134,87	133,87	271,75	1,007	45,0
1,01	141,16	138,77	287,15	1,017	45,3
1,02	147,72	143,84	303,39	1,027	45,6
1,03	154,58	149,10	320,49	1,037	45,8
1,04	161,74	154,56	338,51	1,046	46,1
1,05	169,23	160,22	357,48	1,056	46,4
1,06	177,05	166,08	377,46	1,066	46,7
1,07	185,22	172,17	398,51	1,076	46,9
1,08	193,75	178,47	420,66	1,086	47,2
1,09	202,66	185,01	443,98	1,095	47,5
1,10	211,97	191,79	468,53	1,105	47,7
1,11	221,69	198,82	494,37	1,115	48,0
1,12	231,84	206,11	521,56	1,125	48,2
1,13	242,44	213,66	550,17	1,135	48,5
1,14	253,51	221,50	580,28	1,145	48,7
1,15	265,06	229,62	611,94	1,154	49,0
1,16	277,13	238,04	645,25	1,164	49,2
1,17	289,72	246,77	680,28	1,174	49,5
1,18	302,87	255,82	717,12	1,184	49,7
1,19	316,59	265,20	755,86	1,194	50,0
1,20	330,91	274,93	796,59	1,204	50,2

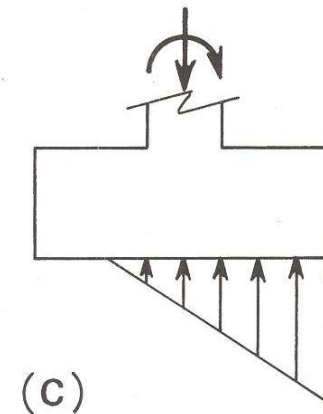
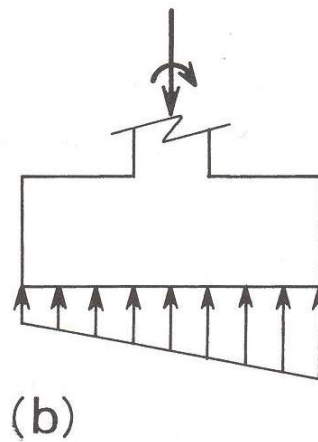
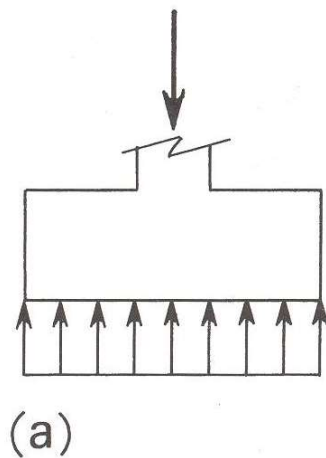


# PLINTO

Utilizzato per realizzare le fondazioni dei pilastri. Di norma viene gettato su uno strato di calcestruzzo magro di livellamento

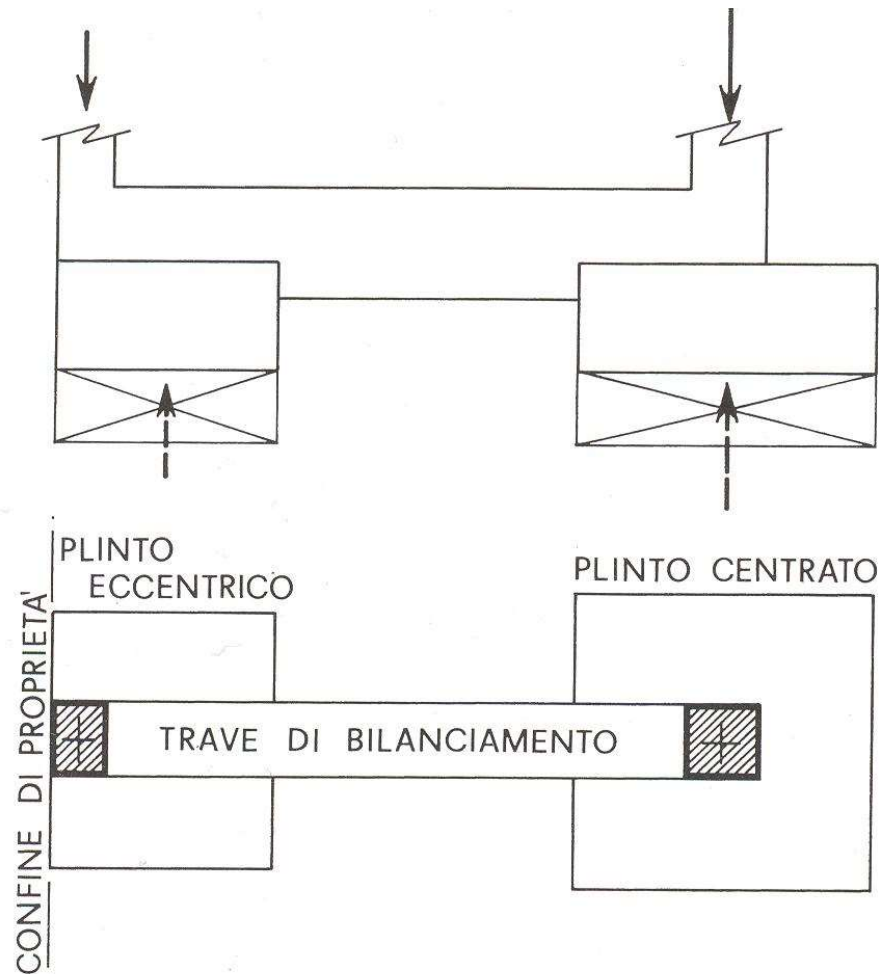


Nel calcolo dei plinti si possono avere pressioni centrate o eccentriche, nel caso sia presente anche un momento.



# PLINTO

Per centrare il carico sul plinto quando il pilastro non può essere centrato sul plinto (caso di fondazione su confine di proprietà), si ricorre a travi di bilanciamento collegate con il plinto adiacente.



# CALCOLO PLINTO

Con riferimento al caso doppiamente simmetrico, il plinto può essere inteso come una doppia mensola rovescia inflessa verso l'alto nelle due direzioni ortogonali dalla reazione del terreno.

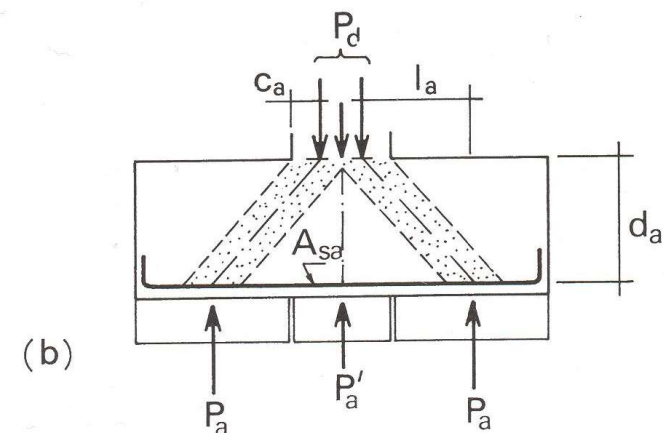
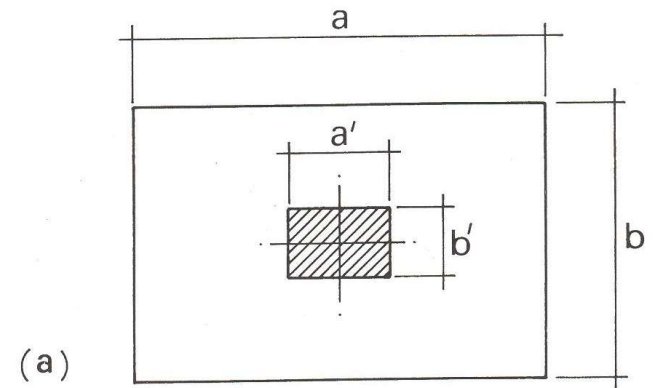
Dal punto di vista del calcolo possono essere quindi trattate come le mensole tozze viste in precedenza.

Si ha dunque nella direzione del lato  $a$

$$2P_a = \frac{a - a'}{a} P_d \quad P'_a = \frac{a'}{a} P_d$$

$$l_a \cong \frac{a - a'}{4} + c_a \quad c_a = \min(0.2d_a, a'/4)$$

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



# CALCOLO PLINTO

Analogamente nella direzione del lato  $b$

$$2P_b = \frac{b-b'}{b} P_d \quad P'_b = \frac{b'}{b} P_d$$

$$l_b \cong \frac{b-b'}{4} + c_b \quad c_b = \min(0.2d_b, b'/4)$$

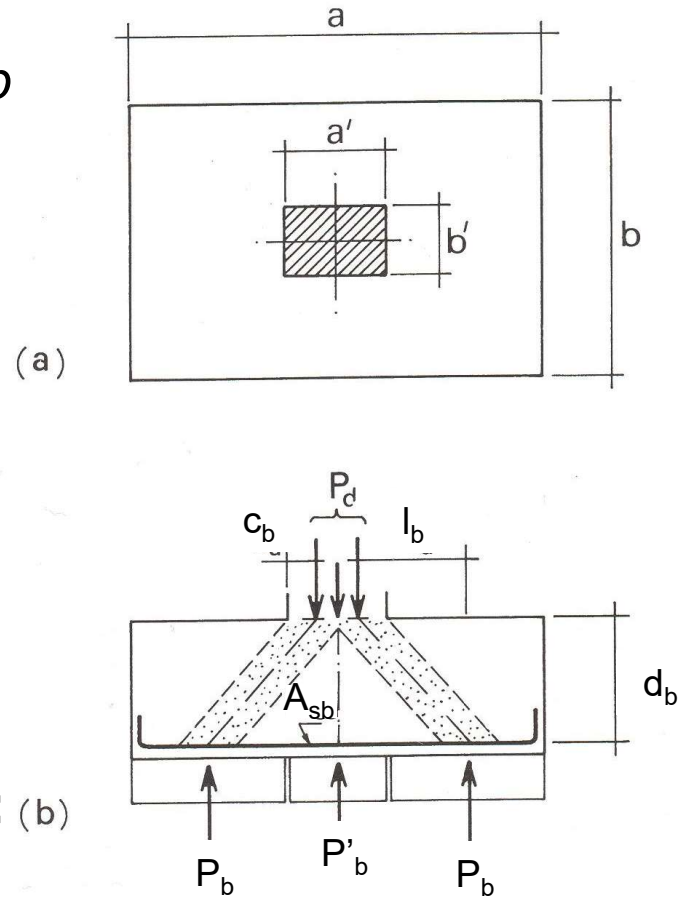
$$P_{rs} = P'_b + 2A_{sb} f_{yd} \frac{d_b}{l_b} \quad (> P_d)$$

Dalla resistenza del calcestruzzo si ha: (b)

$$P_{rc} \cong P_o + 2 \cdot 0.4 d_a b' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_a^2} + 2 \cdot 0.4 d_b a' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_b^2} \quad P_{rc} > P_d$$

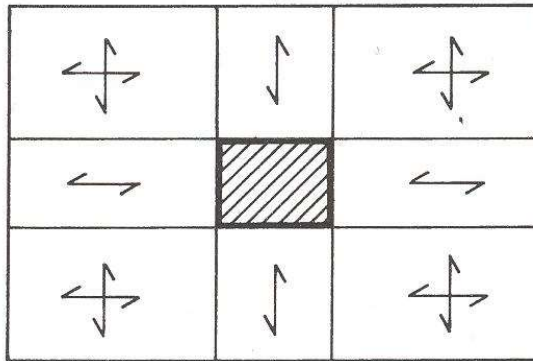
$$P_o \cong \frac{a'b'}{ab} P_d$$

Da comportamento ad arco (con  $\lambda_a = \frac{l_a}{d_a}$ ;  $\lambda_b = \frac{l_b}{d_b}$ )

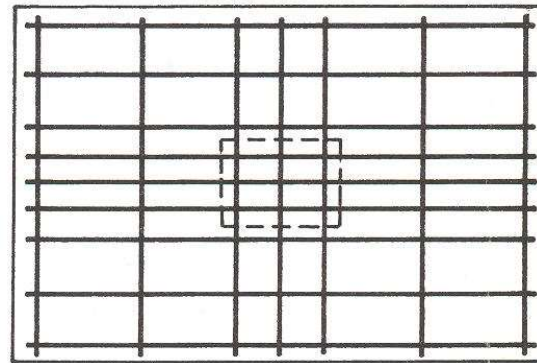


# CALCOLO PLINTO

Si dispongono nelle due direzioni le armature  $A_{sa}$  e  $A_{sb}$  come indicato



(a)



(b)

**Nel caso di pressoflessione la portanza dello schema resistente va computata sulla base dell'effettiva risultante delle pressioni su ognuna delle 4 sporgenze del plinto.**

# CALCOLO PLINTO

Si possono anche interpretare le sporgenze come mensole inflesse e utilizzare le relazioni delle travi.

$$M_a = \frac{\sigma_v b l_{aa}^2}{2}$$

$$A_{sa} \geq \frac{M_a}{f_{yd} 0.9 d_a}$$

$$M_b = \frac{\sigma_v a l_{bb}^2}{2}$$

$$A_{sb} \geq \frac{M_b}{f_{yd} 0.9 d_b}$$

$$\sigma_v = \frac{P_d}{ab}$$

$$l_{aa} = \frac{a - a'}{2}$$

$$l_{bb} = \frac{b - b'}{2}$$

# VERIFICA A PUNZONAMENTO

Per plinti di non grande spessore (v. fig. 9.12a), oltre alle verifiche flessionali delle sezioni di incastro, nelle due direzioni, verifiche che possono contare, per le compressioni nel calcestruzzo su tutta la larghezza del plinto ( $b$  per  $M_a$ ,  $a$  per  $M_b$ ), risulta necessaria la verifica al punzonamento. Questa verifica si conduce con gli stessi criteri visti in precedenza, valutando una resistenza sul *perimetro critico*

$$P'_r = 0,25 u d f_{ctd} \kappa (1 + 50 \rho_s)$$

e una entro il perimetro del pilastro

$$P''_r = 0,4 u_o d f_{cd} / (1 + \lambda^2)$$

dove per il significato dei simboli si rimanda al citato punto del Volume 2A.

Assumendo quale resistenza

$$P_r = \min(P'_r, P''_r)$$

per la verifica dovrà essere

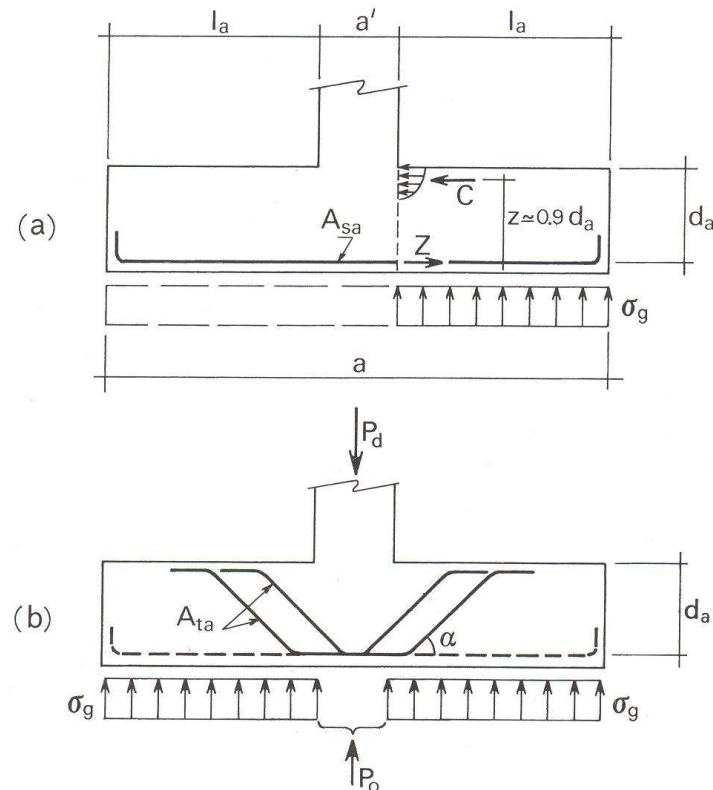
$$P_r > P_d - P_o$$

# VERIFICA A PUNZONAMENTO

Se necessarie si introducono anche le apposite armature trasversali, costituite da due ordini ortogonali di ferri piegati come indicato in figura . La portanza di queste armature (si veda punzonam. nelle travi in spessore) si valuta con

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

Per i plinti tozzi verificati con gli schemi di puntoni e tiranti la verifica a punzonamento è implicitamente compresa nelle relative formule prima presentate.



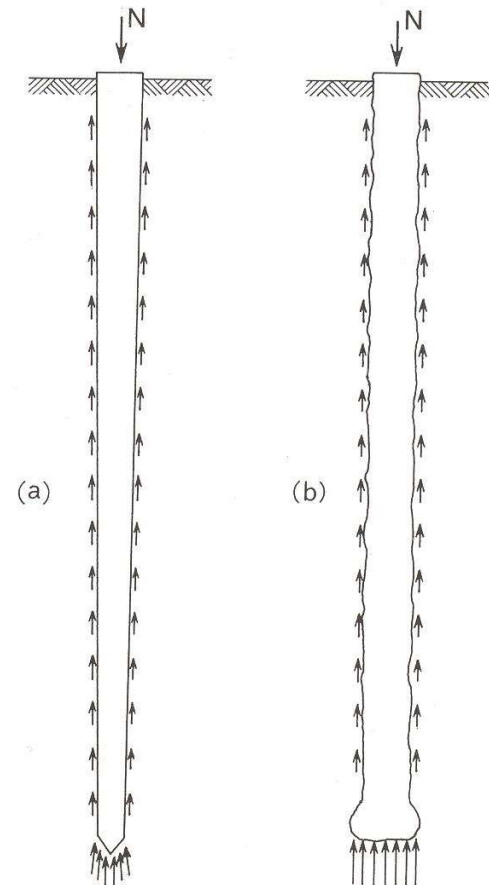


# FONDAZIONI SU PALI

Quando gli strati superficiali di terreno hanno inadeguata resistenza, si devono adottare *fondazioni indirette*, che attraverso *pali*, riportano le azioni negli strati più profondi.

Si hanno pali di due tipi, principalmente:

- Pali battuti } Pali prefabbricati in calcestruzzo che vengono infissi mediante apposita macchina battipalo. E' possibile verificare l'effettiva portanza in sito.
  
- Pali trivellati } Realizzati mediante infissione di camicia metallica e successiva asportazione del terreno dal suo interno. Si esegue poi il getto mentre si estrae la camicia.

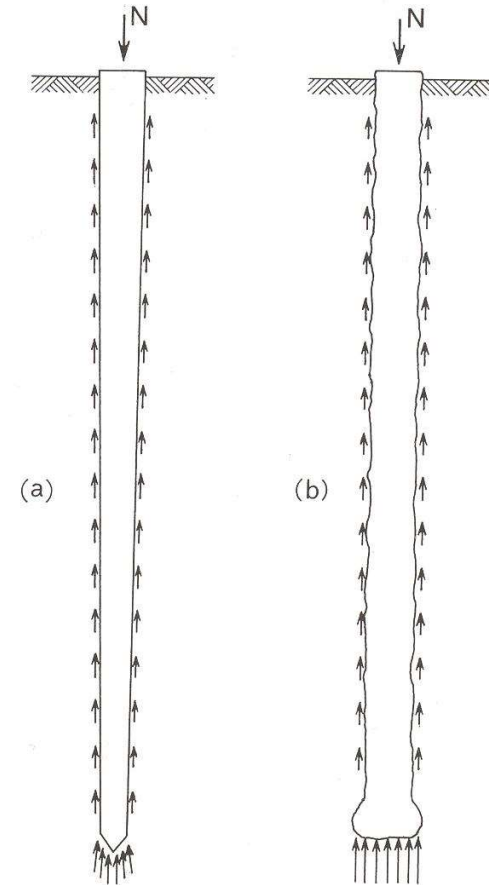
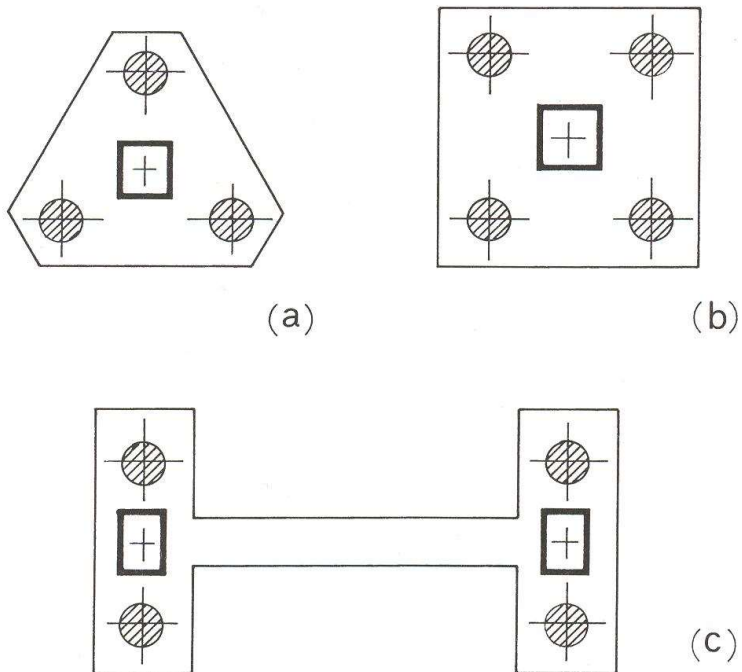


# FONDAZIONI SU PALI

La capacità portante dei pali è fornita da due contributi:

- Attrito laterale
- Resistenza di punta

Normalmente i pali sono impiegati in gruppi:

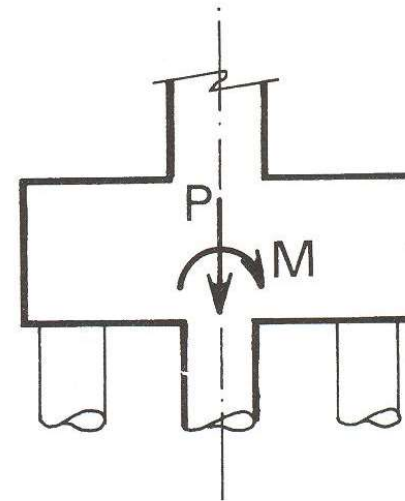
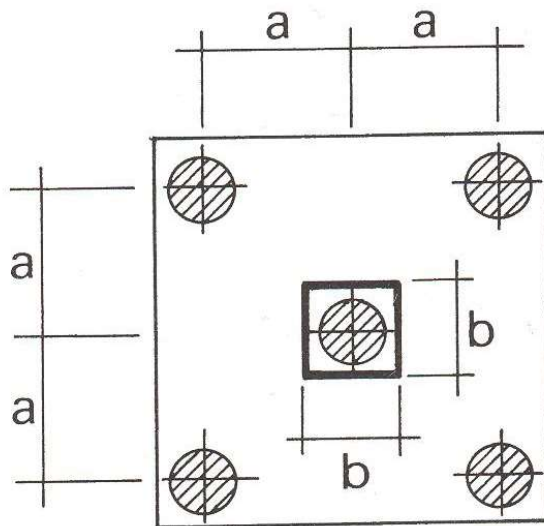


# FONDAZIONI SU PALI

La distribuzione delle forze sui pali di un elemento di fondazione può essere calcolata, trascurando la deformabilità del plinto. Si utilizzano quindi formule analoghe a quelle della pressoflessione:

$$N = \frac{P}{A^*} + \frac{M}{I^*} a$$

con  $A^*=5$  e  $I^*=4a^2$ .



# CALCOLO DEL PLINTO SU PALI

La verifica del plinto si conduce poi sugli stessi schemi resistenti delle mensole tozze visti in precedenza. Se si sceglie per esempio una disposizione delle armature secondo le diagonali (v. fig. 9.16), si ha ancora per ogni palo:

$$N_{rs} = A_s f_{yd} \frac{1}{\lambda}$$

$$N_{rc} = 0,4db^* f_{cd} \frac{1}{1+\lambda^2}$$

con

$$\lambda = l/d \quad l \cong \sqrt{2}(a - b/2 + c)$$

$$b^* \cong \sqrt{2}b \quad c = \min(b/4, 0,2d)$$

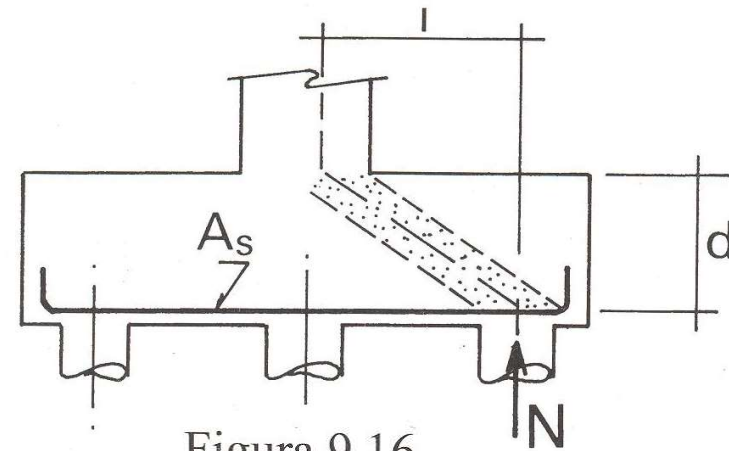


Figura 9.16

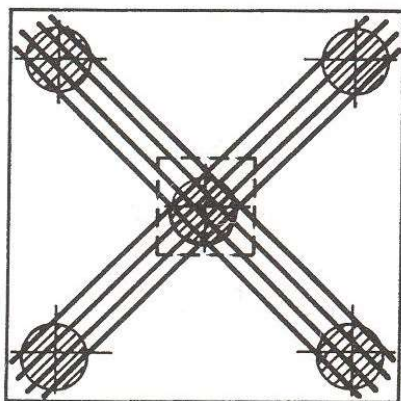
Se si sceglie una disposizione delle armature lungo i quattro lati a collegamento dei pali posti agli spigoli, la scomposizione della forza di trazione porta a due armature ortogonali ciascuna pari a

$$A_s \geq \frac{N}{\sqrt{2}f_{yd}} \lambda$$

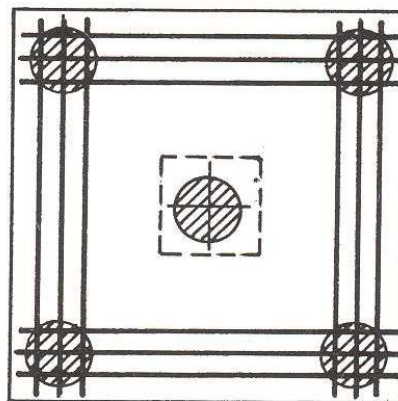
# CALCOLO DEL PLINTO SU PALI

Le due scelte illustrate in fig. 9.17 richiedono entrambe l'inserimento di ferri aggiuntivi a completamento della griglia d'armatura. Esse risultano sostanzialmente equivalenti essendo

$$\left( \frac{N}{f_{yd}} \right) (\sqrt{2}a) = \left( \frac{N}{\sqrt{2}f_{yd}} \right) (2a)$$



(a)

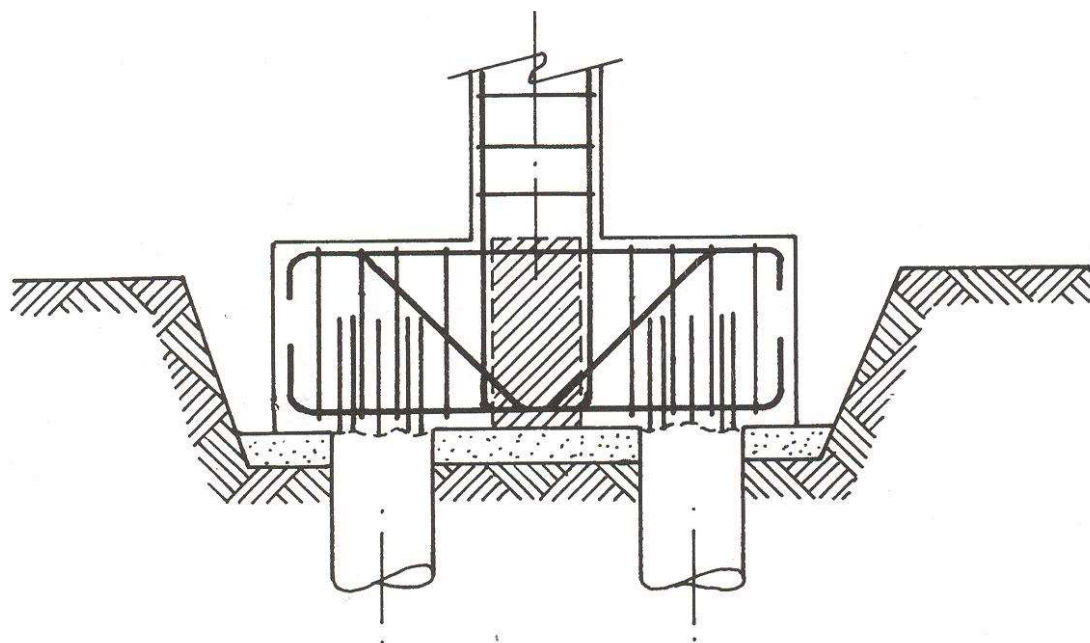


(b)

# CALCOLO DEL PLINTO SU PALI

L'eventuale adozione di ferri piegati porta all'impiego delle stesse formule viste per le mensole tozze. In fig. 9.18 è per esempio indicata l'armatura di una doppia mensola rovescia posta a fondazione di un pilastro (come quelli di fig. 9.14c). Il particolare è analogo a quello presentato

per una mensola tozza ed è calcolabile con le stesse formule di verifica riportate nel punto citato.

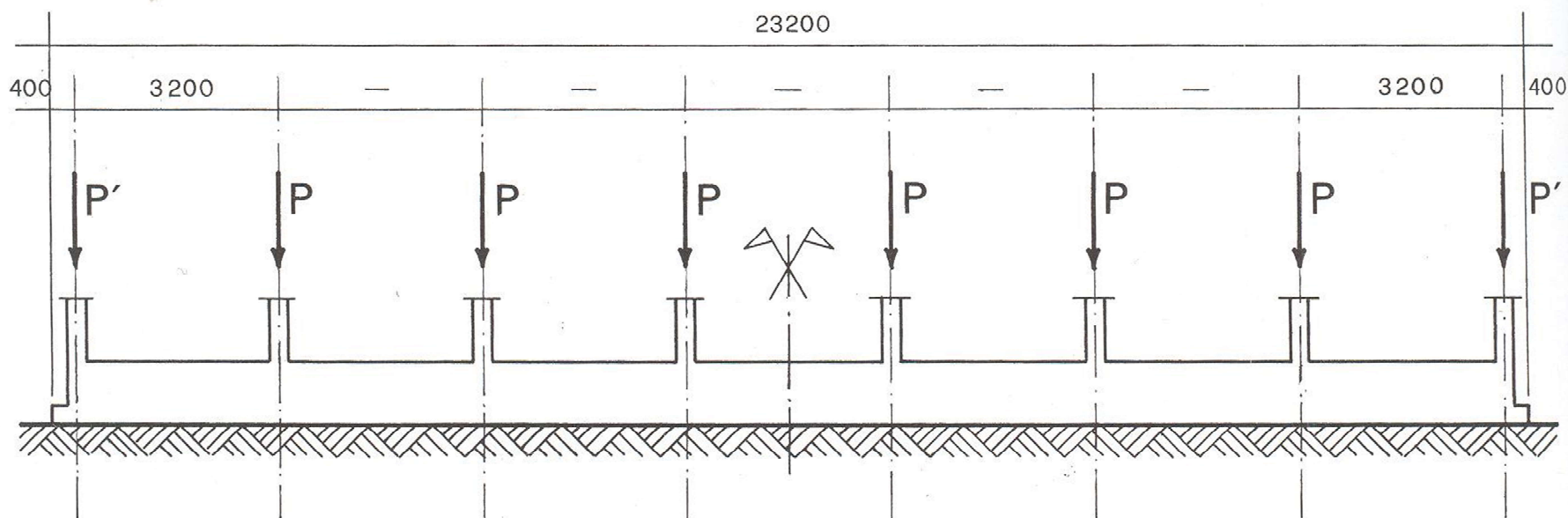




# FONDAZIONI CONTINUE

Per l'analisi delle sollecitazioni nelle travi rovesce di fondazione è necessario tener conto della effettiva deformabilità del terreno. Questo non è così agevole e quindi, frequentemente, soprattutto in fase di predimensionamento si fa riferimento a modelli semplificati.

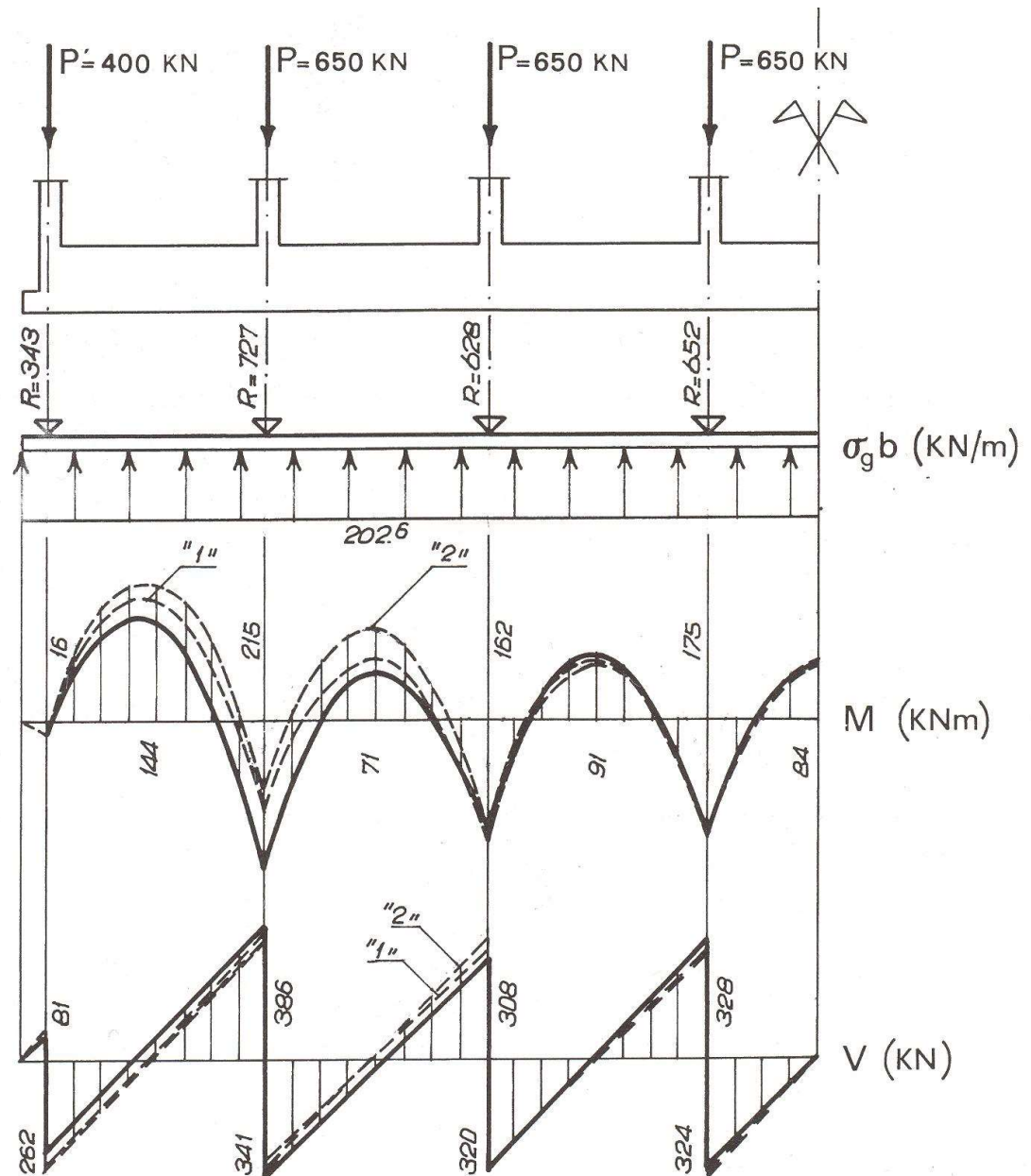
Un modello semplificato consiste nel considerare costante, o costante a tratti, la reazione del terreno.



# FONDAZIONI CONTINUE

Questa ipotesi comporta apprezzabili errori, ma accettabili in sede di predimensionamento.

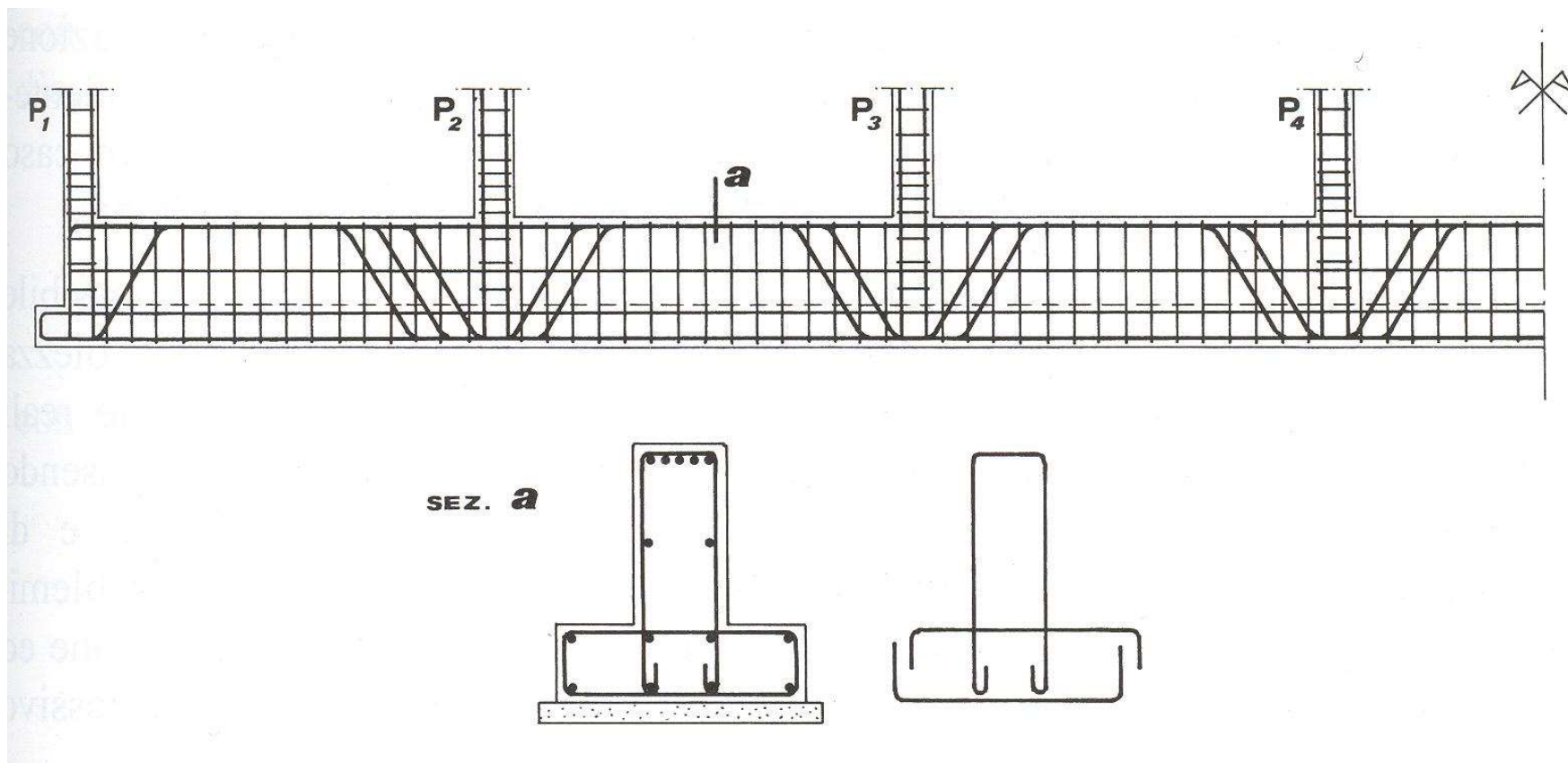
Una volta ricavati i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione si procede al dimensionamento delle armature ed alle verifiche di resistenza come per le travi in calcestruzzo armato.





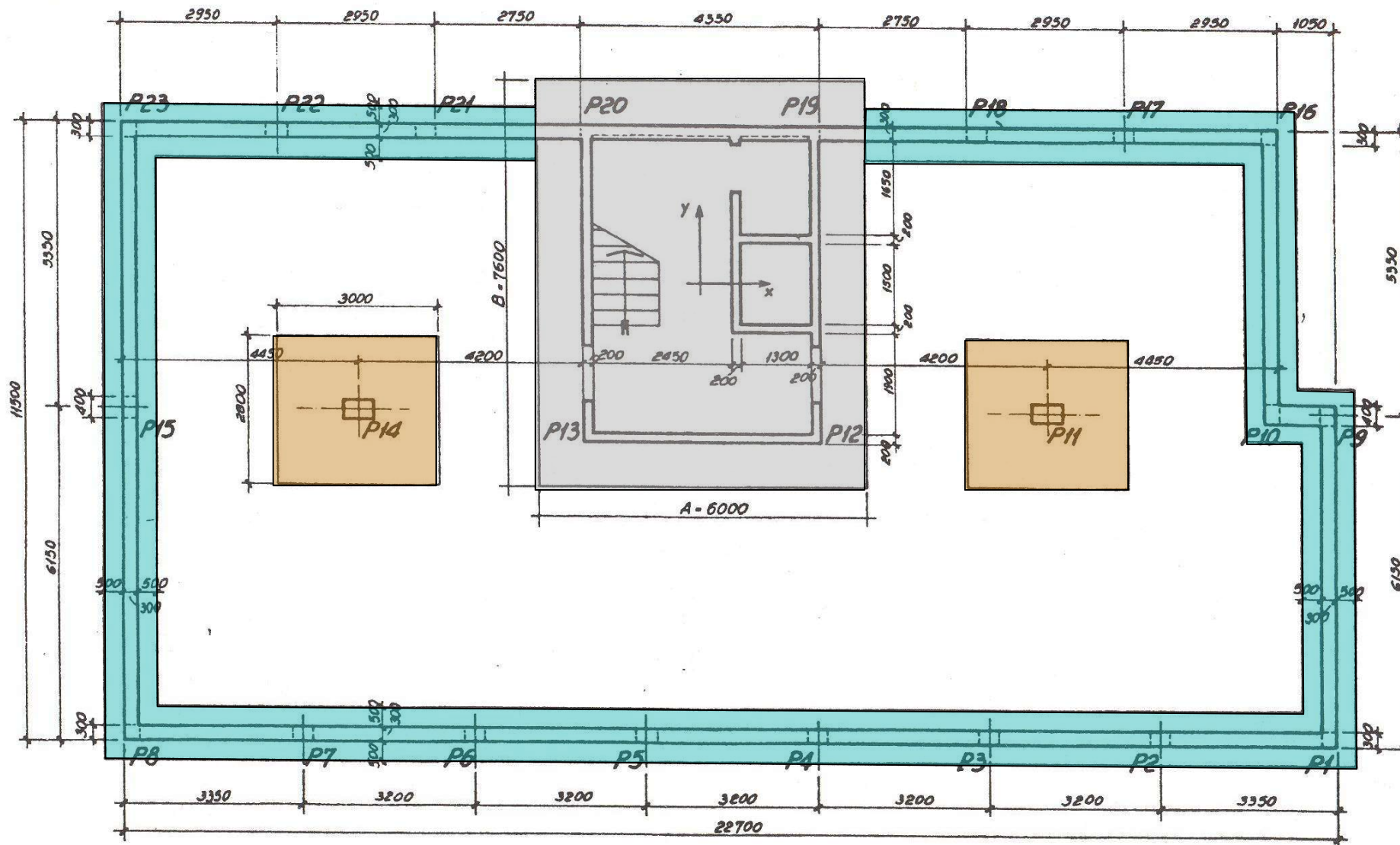
# ARMATURE FONDAZIONI CONTINUE

Tipica sezione di una trave rovescia é la sezione a T rovescio.



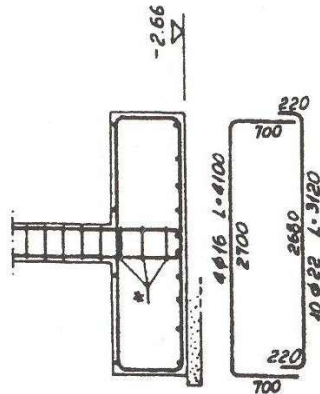
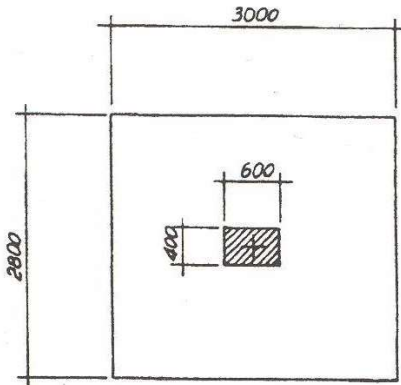
# PIANTA FONDAZIONI

tav. 12 PIANTE FONDAZIONI

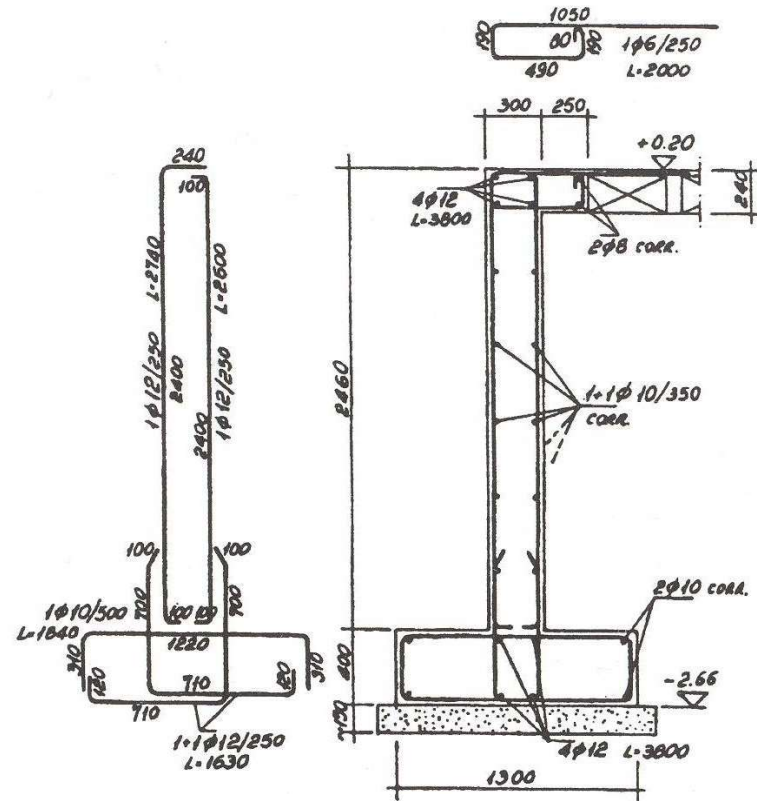
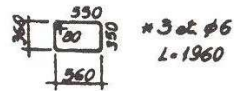
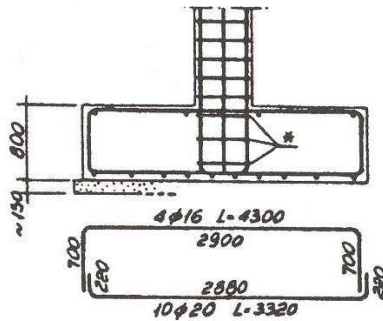


# ARMATURE FONDAZIONI

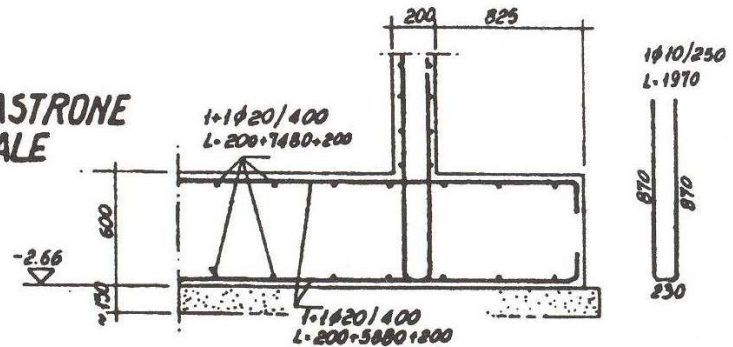
MURO TRA P4 E P5



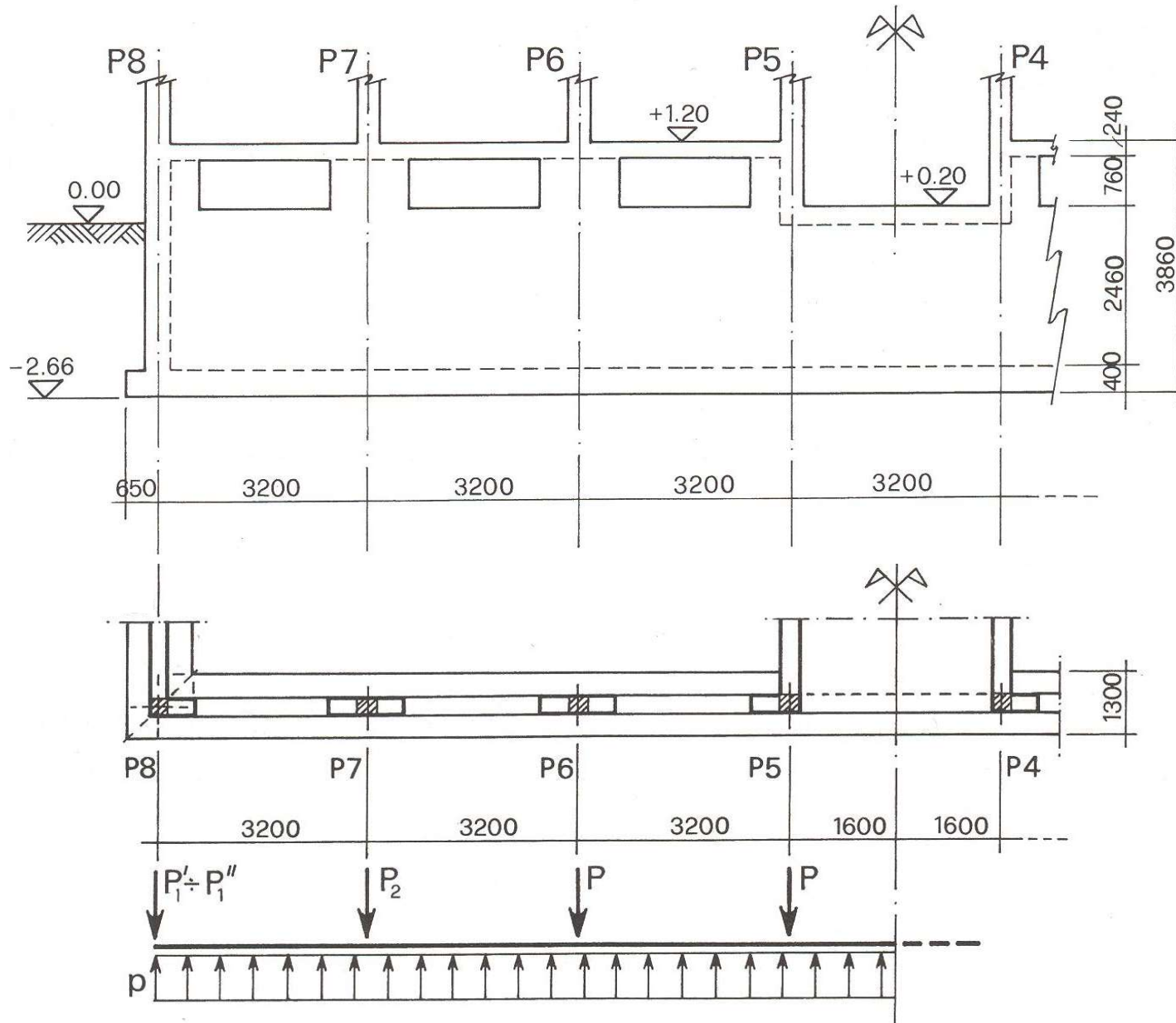
PLINTO P14



PART. PIASTRONE VANO SCALE



# TRAVE PARETE DI FONDAZIONE



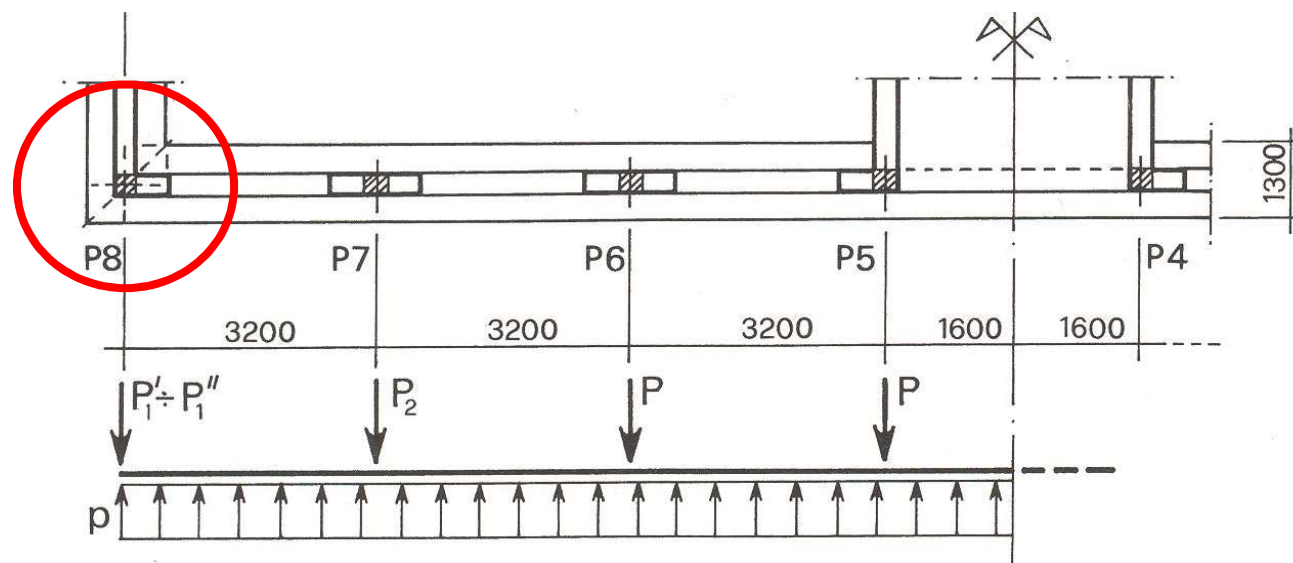


# TRAVE PARETE DI FONDAZIONE

Le travi parete possono essere trattate come travi rovesce, anche se sono travi molto tozze, oppure mediante modelli semplificati a puntone-tirante “*strut-and-tie*”.

In corrispondenza delle intersezioni d'angolo è necessario stimare la quota di carico che va a gravare su una trave e su quella ortogonale. Per valutare correttamente questo, bisognerebbe analizzare le fondazioni a graticcio, ma per semplicità si può procedere così.

Si calcola la quota parte che va su ogni parete facendo in modo che la pressione sul terreno nei punti di intersezione sia uguale nelle due travi adiacenti.



# TRAVE PARETE DI FONDAZIONE

Nella figura si evidenzia lo schema resistente a “*strut-and-tie*” dove si può anche evidenziare un “arco rovescio”.

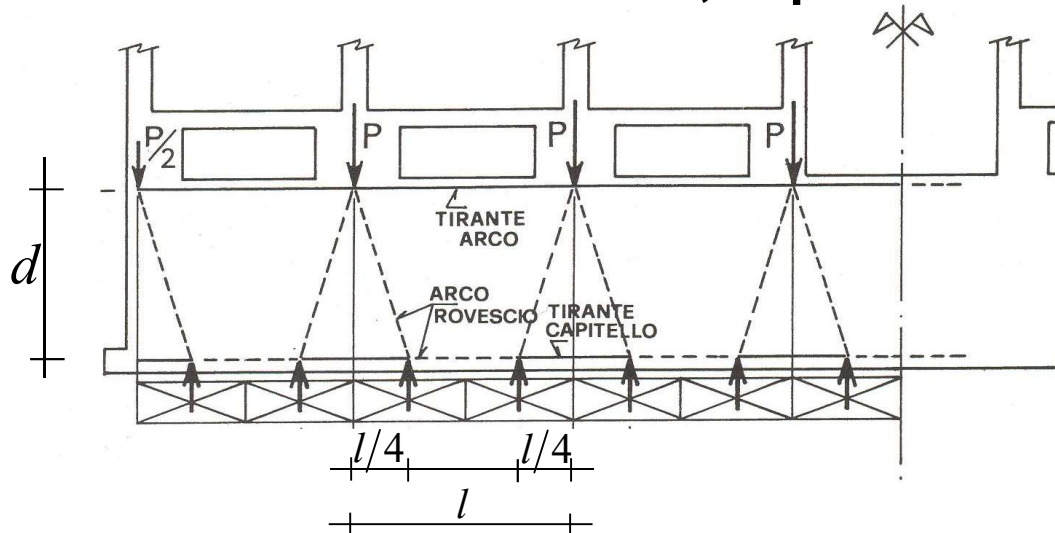
La sollecitazione nel tirante dell’arco (*armature superiori*) si ricava

$$Z_d = \frac{P_d}{2} \frac{l}{4} \frac{1}{d}$$

L’area di armatura necessaria è quindi

$$A_s = \frac{Z_d}{f_{yd}}$$

Per tener conto della continuità della trave, si dispone la stessa quantità di armatura anche inferiormente, soprattutto nella zona capitello.



# ESEMPIO PLINTO

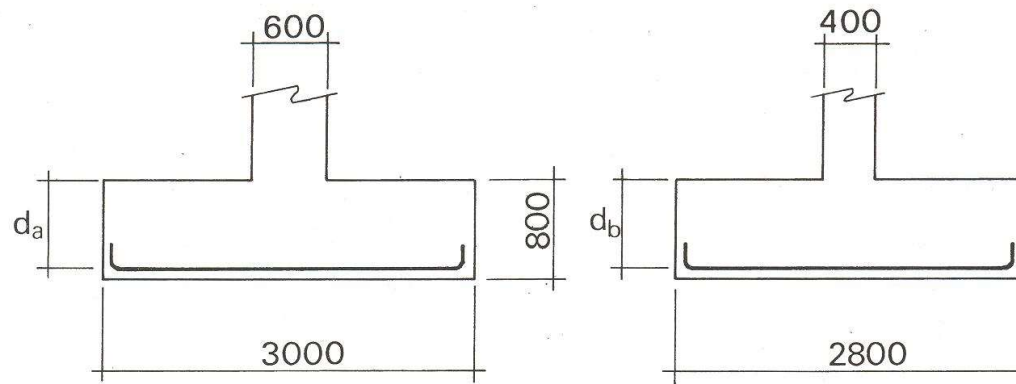


Figura 9.49

## 9.4.1 - Verifica dei plinti

Ci si limita a riportare il calcolo del plinto di fondazione del pilastro P14, del quale si è già condotta l'analisi delle sollecitazioni al punto 2.4.1. Da questa analisi risulta, al piede del tratto a seminterrato del pilastro in questione, un valore caratteristico dello sforzo assiale pari a

$$N_k = 1842,9 \text{ kN}$$

Si ricorda che l'assetto sostanzialmente bilanciato dei carichi provenienti dagli impalcati superiori conduce all'assenza di significative componenti flettenti dello sforzo, mentre le azioni orizzontali sull'edificio sono riservate al nucleo delle pareti del vano scale (v. paragrafo 8.4).

Come indicato in fig. 9.49, a fondazione del pilastro P14 di lati 60×40 cm, è posto un plinto di lati 300×280 cm e di altezza 80 cm. Sulla base d'appoggio, tenendo conto del peso proprio del plinto stesso, si ha dunque l'azione verticale:

# VERIFICA PLINTO

$$\begin{aligned} & - \text{dal pilastro} && 1842,9 \text{ kN} \\ & - 3,00 \times 2,80 \times 0,80 \times 25 && = \underline{168,0} \text{ "} \\ & P &= & 2010,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

che porta ad una pressione:

$$\sigma_g = \frac{2010900}{3000 \times 2800} = 0,239 \text{ N/mm}^2$$

## Resistenza terreno

Si adottano i coefficienti parziali del QDR. 9.06, da cui, con  $\gamma_{G1}=1,0$  e  $\gamma_{G2}=\gamma_Q=1,3$ , si ottiene per le azioni un valore forfettario medio

$$\gamma_F \cong 0,3 \times 1,0 + 0,7 \times 1,3 \cong 1,20$$

Il valore di calcolo dell'azione diventa

$$\sigma_d = \gamma_F \sigma_g = 1,2 \times 0,239 = 0,287 \text{ N/mm}^2$$



# VERIFICA PLINTO

Si suppone un terreno ghiaioso compatto con  $c=0$ ,  $\phi=35^\circ$  e con  $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ . Si valuta così la resistenza, per una profondità  $h=0,80 \text{ m}$  di scavo parziale con

$$r_v = s_q N_q \gamma h + s_g N_\gamma \gamma b/2$$

dove il parametro di resistenza ha il valore di calcolo

$$\text{tg}\phi/\gamma_\phi = 0,70/1,25 = 0,56$$

Dalla tabella del QDR. 9.03 si ottengono di conseguenza

$$N_q = 16,91 \quad N_\gamma = 20,06$$

Per  $b/a \cong 2800/3000 = 0,933$ , si hanno coefficienti di forma:

$$s_q = 1 + (b/a) \text{tg}\phi = 1,522$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4b/a = 0,627$$

che portano finalmente a

$$- 1,522 \times 16,91 \times 18 \times 0,80 / 1000 = 0,371 \quad \text{N/mm}^2$$

$$- 0,627 \times 20,06 \times 18 \times 2,80 / 2000 = \underline{0,317} \quad "$$

$$r_v = 0,688 \text{ N/mm}^2$$

# VERIFICA PLINTO

Con il coefficiente di modello  $\gamma_R=1,8$  il valore di calcolo della resistenza diventa

$$r_v = 0,688/1,8 = 0,382 \text{ N/mm}^2 \quad (> \sigma_d)$$

per cui la verifica resta soddisfatta.

## Calcolo plinto

Per il dimensionamento delle armature, con  $f_{yd}=391 \text{ N/mm}^2$  e  $\gamma_F \cong 1,43$ , si hanno i seguenti valori.

- *Direzione a* ( $a=300 \text{ cm}$ ,  $a'=60 \text{ cm}$ ,  $d_a=75 \text{ cm}$ )

$$c_a = 60/4 = 15 \text{ cm} \quad (= 0,2 \times 75)$$

$$l_a = \frac{300 - 60}{4} + 15 = 75 \text{ cm}$$

$$\lambda_a = 75/75 = 1,000$$

$$2P_a = \frac{300 - 60}{300} 1842,9 = 1474 \text{ kN}$$

$$A_{sa} \geq \frac{1474 \times 1,000}{2 \times 39,1} 1,43 = 26,95 \text{ cm}^2$$

si scelgono  $10\phi 20$  con  $A_{sa}=31,42 \text{ cm}^2$ .

# VERIFICA PLINTO

- Direzione  $b$  ( $a=280$  cm,  $b'=40$  cm,  $d_b=73$  cm)

$$c_b = 40/4 = 10 \text{ cm} \quad (< 0,2 \times 73)$$

$$l_b = \frac{280 - 40}{4} + 10 = 70 \text{ cm}$$

$$\lambda_b = 70/73 = 0,959$$

$$2P_b = \frac{280 - 40}{280} 1842,9 = 1580 \text{ kN}$$

$$A_{sb} \geq \frac{1580 \times 0,959}{2 \times 39,1} 1,43 = 27,71 \text{ cm}^2$$

si scelgono  $10\phi 20$  con  $A_{sb}=31,42 \text{ cm}^2$ .

# VERIFICA PLINTO

- Portanza calcestruzzo ( $f_{cd}=14,2$  MPa)

$$\frac{P - P_o}{P} = 1 - \frac{60 \times 40}{300 \times 280} = 0,971$$

$$(1 + \lambda_a^2) = 1 + 1,000^2 = 2,000$$

$$(1 + \lambda_b^2) = 1 + 0,959^2 = 1,920$$

$$\begin{aligned} P_{rc} &= 2 \times 0,4 \times d_a b' f_{cl} / (1 + \lambda_a^2) + 2 \times 0,4 d_b a' f_{cd} / (1 + \lambda_b^2) = \\ &= 0,8 \times 75 \times 40 \times 1,42 / 2,000 + 0,8 \times 73 \times 60 \times 1,42 / 1,920 = \\ &= 1704 + 2591 = 4295 \text{ kN} \end{aligned}$$

Il valore di calcolo del carico agente è

$$P'_d = 0,971 \times 1842,9 \times 1,43 = 2559 \text{ kN} \quad (< P_{rc})$$

# TRAVE PARETE DI FONDAZIONE

Da notare che il peso proprio del plinto non entra in gioco nelle sue verifiche di resistenza in quanto, equilibrato punto per punto dalla corrispondente reazione del terreno, non provoca sollecitazioni nel plinto stesso.

Nella tav. 13 sono riportati i particolari costruttivi del plinto esaminato. Oltre all'armatura principale (tesa) qui sopra dimensionata, sono previsti alcuni ferri superiori, che completano la gabbia d'armatura in zona compressa, nonché le riprese delle armature del pilastro così come già indicate nella tav. 4 del capitolo 2.

## 9.4.2 - Calcolo del muro controterra

Ci si limita ad esaminare il muro di fondazione della pilastrata P1, P2, ..., P8 dell'edificio descritto nelle già citate tavv. 1 e 2 del capitolo 2. Si inizia con il calcolo delle azioni verticali sui pilastri interni per i quali nella tav. 3 si legge un'area di influenza pesata pari a:

$$0,9 \times 3,20 \times 3,15 = 9,07 \text{ mq}$$

## Analisi delle azioni

Con i dati elaborati al punto 2.4.1, l'analisi dei carichi porta alle azioni verticali qui di seguito computate.



# TRAVE PARETE DI FONDAZIONE

## Carichi permanenti

- impalcato	$9,07 \times 7,00$	=	63,5 kN
- pilastro	$2,82 \times 0,30 \times 25$	=	<u>6,3 "</u>
			69,8 kN
- tamponamento	$1,0 \times 9,00 \times 2,90$	=	<u>26,1 "</u>
			95,9 kN

## Copertura

- accidentali	$9,07 \times 1,20$	=	10,9 kN
- permanenti			<u>69,8 "</u>
			80,7 kN

## 4° piano

- accidentali	$9,07 \times 1,40$	=	12,7 kN
- permanenti			<u>95,9 "</u>
			108,6 kN

# TRAVE PARETE DI FONDAZIONE

piani inferiori

- accidentali	$9,07 \times 1,40$	=	12,7 kN
- permanenti			<u>95,9 "</u>
			108,6 kN

Nella seguente tabella sono riportate le azioni assiali nei pilastri P3, P4, ... P6 in esame ai vari piani della costruzione:

	$F_k$ (kN)	$N_k$ (kN)
4°	80,7	80,7
3°	108,6	189,3
2°	108,6	297,9
1°	108,6	406,5
PR	108,6	515,1
SI	108,6	623,7





# TRAVE PARETE DI FONDAZIONE

- dal pilastro		623,7
- peso muro	$3,20 \times 28,45$	$= \frac{91,0}{714,7}$ kN

## Resistenza terreno

Si ha quindi, per una larghezza d'appoggio pari a 1,30 m (v. fig. 9.51a), un valore medio approssimato della pressione caratteristica sul terreno

$$\sigma_g = \frac{714,7}{1,30 \times 3200} = 0,172 \text{ N/mm}^2$$

con un valore di calcolo

$$\sigma_d = \gamma_F \sigma_g = 1,2 \times 0,172 = 0,206 \text{ N/mm}^2$$

da confrontarsi con la resistenza del terreno ( $b \ll a$ ):

# TRAVE PARETE DI FONDAZIONE

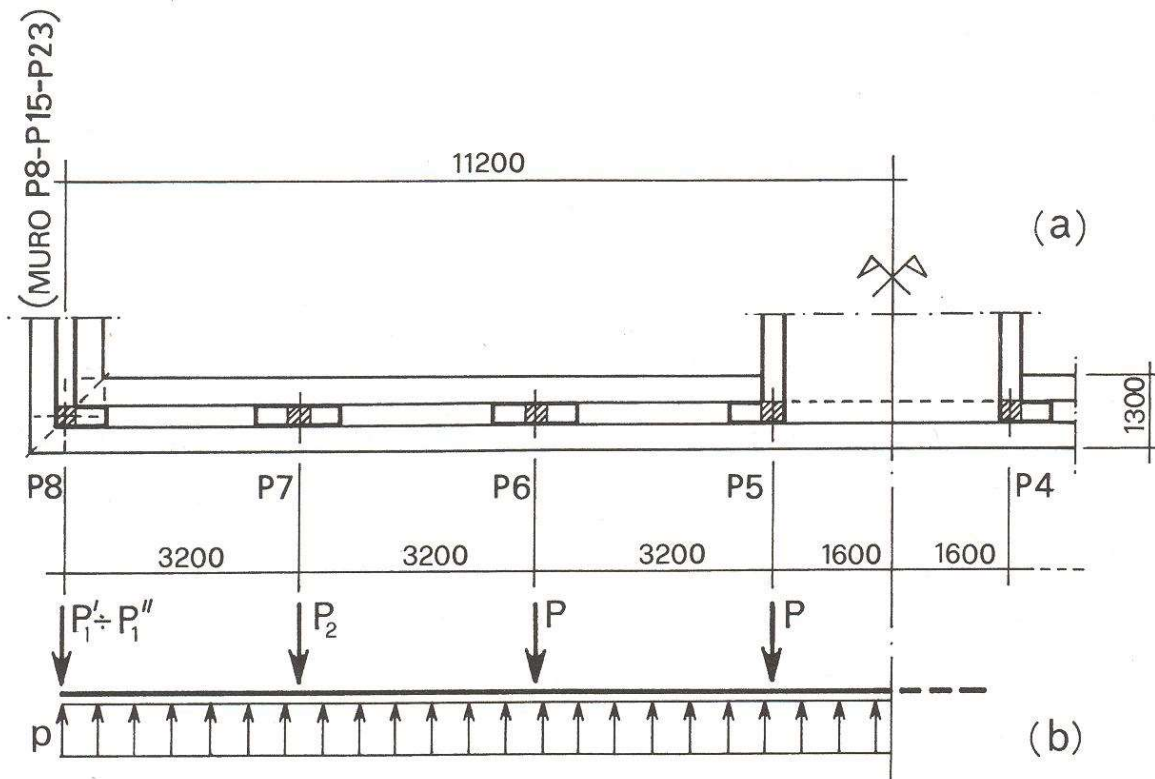
$$- 16,91 \times 18 \times 0,80 / 1000 = 0,244 \text{ "}$$

$$- 20,06 \times 18 \times 1,30 / 2000 = \underline{0,235 \text{ "}}$$

$$r_v = 0,479 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica

$$r_{vd} = r_v / \gamma_R = 0,479 / 1,8 = 0,266 \quad (> \sigma_d)$$



# TRAVE PARETE DI FONDAZIONE

In fig. 9.52 è rappresentato dunque lo schema ad arco rovescio con il quale assicurare la diffusione locale dei carichi correnti  $P$  provenienti dai pilastri su tutta l'estensione d'appoggio di ogni singola campata. Con  $P=623,7$  kN, l'equilibrio con la reazione distribuita del terreno può essere salvato tramite una forza nel tirante dell'arco pari a:

$$Z \cong \frac{80}{254} \frac{P}{2} = 98,2 \text{ kN}$$

Assegnando tale forza anche al tirante del capitello rovescio lungo il corrente inferiore, si raddoppia la resistenza garantendo in più la continuità flessionale del muro. Ciò porta, con  $f_{yd}=391$  N/mm<sup>2</sup> e  $\gamma_F \cong 1,43$ , ad una doppia armatura longitudinale almeno pari a:

$$A_s = A'_s = \frac{1,43 \times 98,2}{39,1} = 3,59 \text{ cm}^2$$

Si scelgono  $4\phi 12$  per effettivi  $4,52 \text{ cm}^2$ .

