

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato **sotto la coltre di terreno vegetale** nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

E' opportuno che i piani di posa di tutte le fondazioni di uno stesso manufatto siano posti alla stessa quota.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
- **collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno**
- **collasso per scorrimento sul piano di posa**
- **stabilità globale**

- **SLU di tipo strutturale (STR)**
- **raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,**

Progettazione strutturale

Fondazioni superficiali

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- **collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno**

Approccio 2 A1+M1+R3

- **collasso per scorrimento sul piano di posa**

Approccio 2 A1+M1+R3

- **stabilità globale**

Approccio 1 Combinazione A2+M2+R2

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai c

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Progettazione strutturale

Fondazioni superficiali

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

Approccio 2 A1+M1+R3

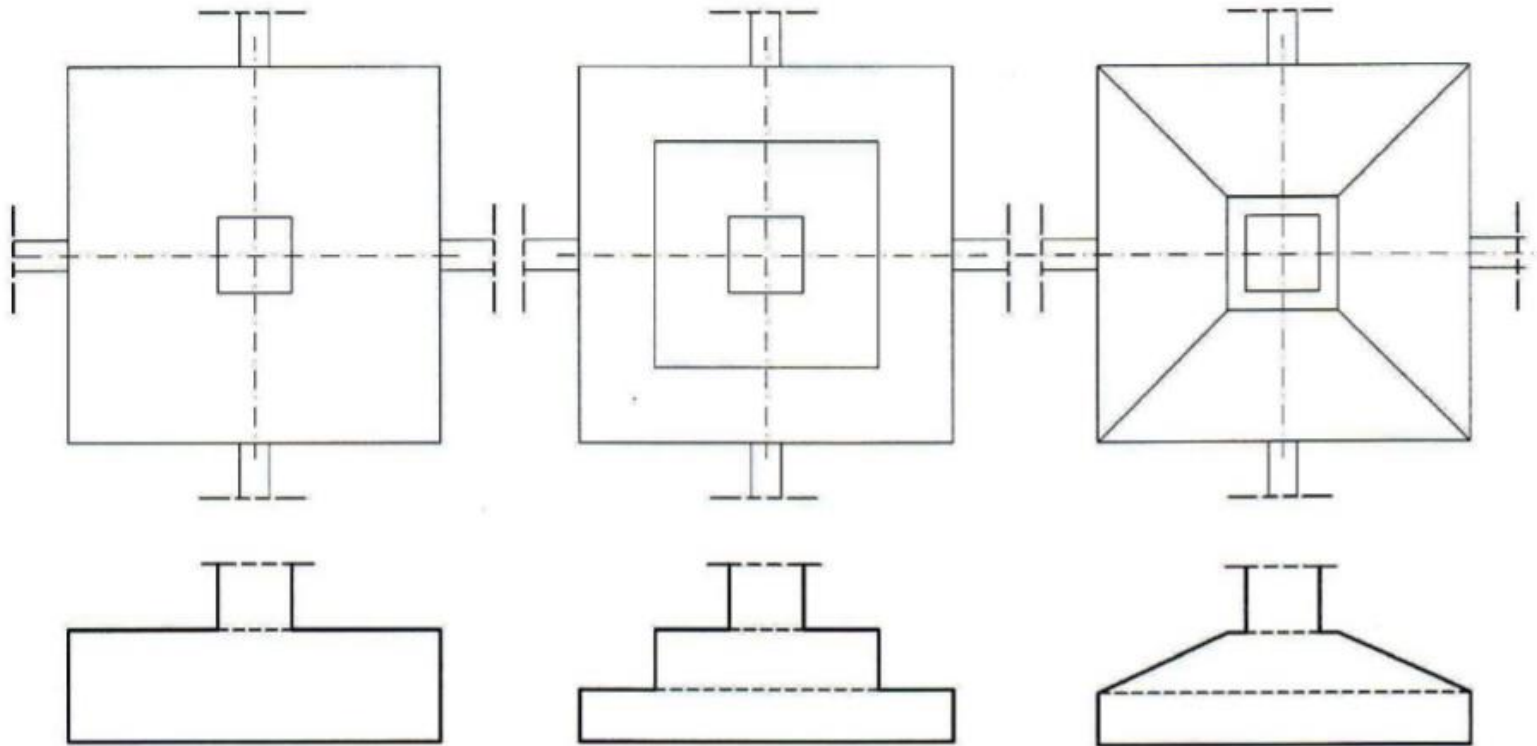
	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai c

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

$$\gamma_R = 1$$



Un **sottoplinto** in conglomerato a basso dosaggio di cemento (calcestruzzo "magro") di dimensioni superiori a quelle del plinto per consentire un migliore getto del c.a. del plinto, e una maggiore diffusione del carico. Per un'efficace ripartizione, l'aggetto del sottoplinto deve essere minore del suo spessore

Fondazioni Superficiali

Plinti tozzi

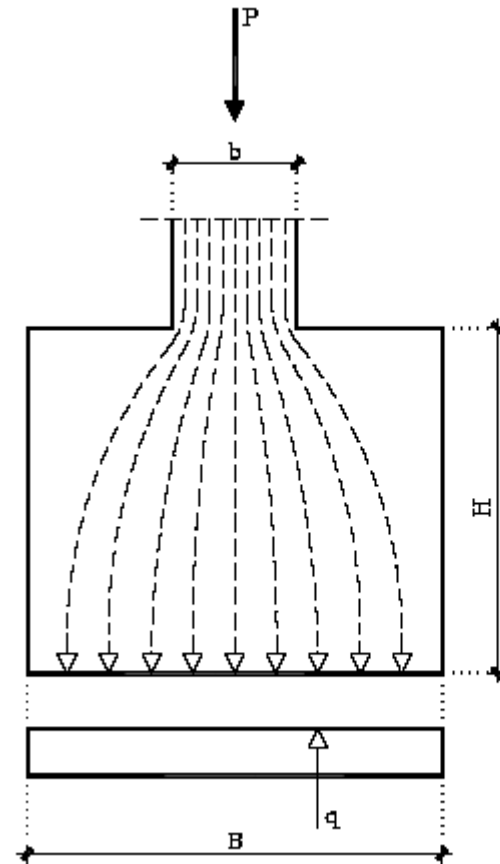
base quadrata,

$$A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_t}} = \sqrt{\frac{P}{\bar{\sigma}_t - \gamma H}}$$

base rettangolare, $B = kA$

$$A = \sqrt{\frac{N}{k\bar{\sigma}_t}} = \sqrt{\frac{P}{k(\bar{\sigma}_t - \gamma H)}}$$

$$H \geq 1,75 \frac{B - b}{2}$$



$$N = P + p.p.$$

$$q = \frac{N}{B}$$

$$A_{st} = 3 \phi 10 \div 12 / ml$$

Fondazioni Superficiali

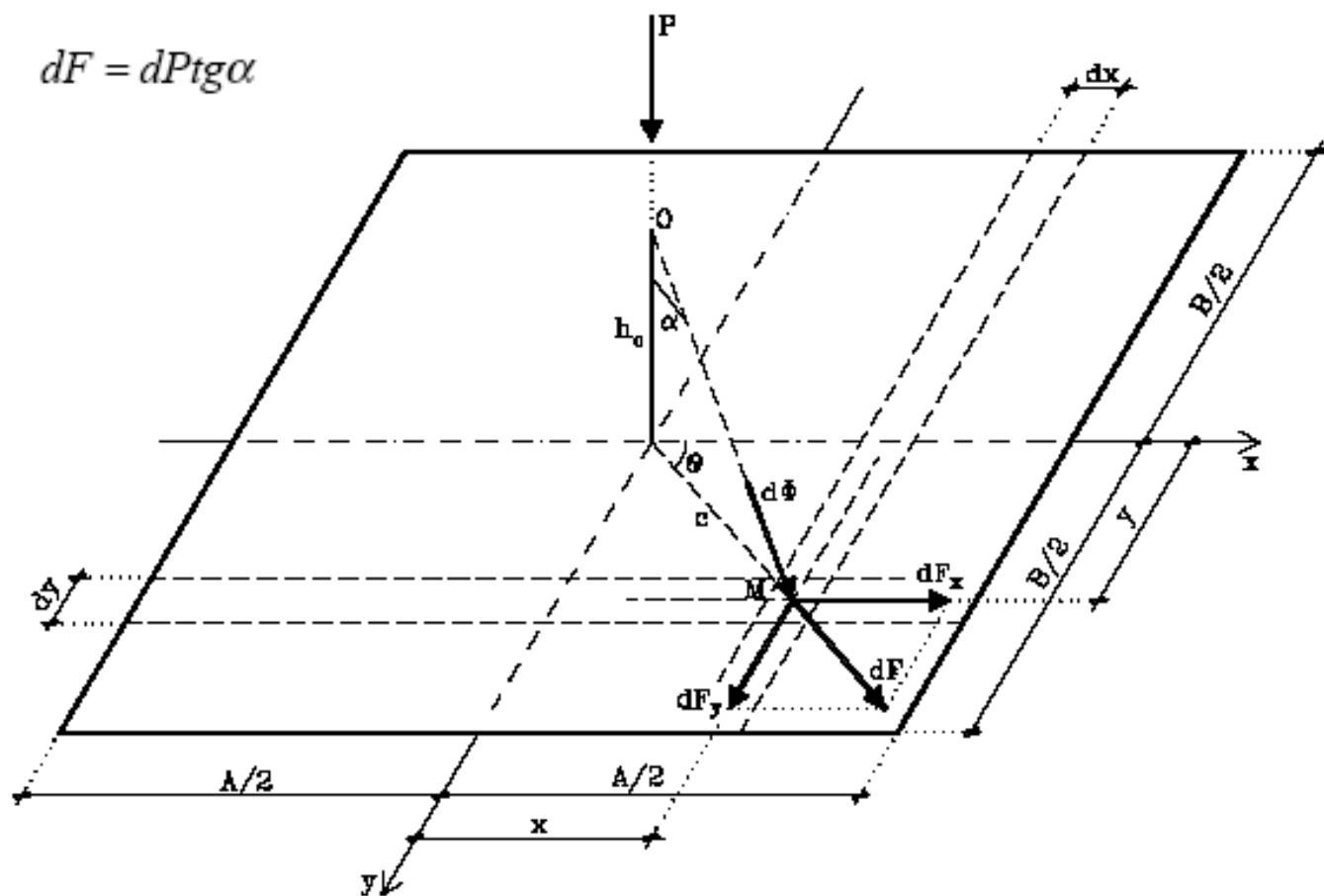
Plinti rigidi

$$\frac{s_{\max}}{2} < H < 1,75 s_{\min}$$

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

$$h_0 = \frac{Ah}{A-a} = \frac{Bh}{B-b}$$

$$dP = \frac{P}{AB} dx dy \quad ; \quad dF = dP \operatorname{tg} \alpha$$



$$c = h_0 \operatorname{tg} \alpha \quad ; \quad x = c \cos \theta \quad ; \quad y = c \sin \theta$$

$$\begin{array}{l} \text{per la direz. } x \rightarrow \\ \left\{ \begin{array}{l} dF_x = dF \cos \theta = dP \operatorname{tg} \alpha \cos \theta = \frac{P}{AB} \cdot \frac{c}{h_0} \cdot \frac{x}{c} dx dy = \frac{P}{AB} \cdot \frac{x}{h_0} dx dy \text{ (indipendente da } y) \\ F_{x_0} = \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} \left(\int_0^{\frac{A}{2}} \frac{P}{AB} \cdot \frac{x}{h_0} dx \right) dy = B \int_0^{\frac{A}{2}} \frac{P}{AB} \cdot \frac{x}{h_0} dx = \frac{P}{Ah_0} \left[\frac{x^2}{2} \right]_0^{\frac{A}{2}} = \frac{PA}{8h_0} = \frac{P(A-a)}{8h} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{per la direz. } y \rightarrow \\ \left\{ \begin{array}{l} dF_y = dF \sin \theta = dP \operatorname{tg} \alpha \sin \theta = \frac{P}{AB} \cdot \frac{c}{h_0} \cdot \frac{y}{c} dx dy = \frac{P}{AB} \cdot \frac{y}{h_0} dx dy \text{ (indipendente da } x) \\ F_{y_0} = \int_{-\frac{A}{2}}^{\frac{A}{2}} \left(\int_0^{\frac{B}{2}} \frac{P}{AB} \cdot \frac{y}{h_0} dy \right) dx = A \int_0^{\frac{B}{2}} \frac{P}{AB} \cdot \frac{y}{h_0} dy = \frac{P}{Bh_0} \left[\frac{y^2}{2} \right]_0^{\frac{B}{2}} = \frac{PB}{8h_0} = \frac{P(B-b)}{8h} \end{array} \right. \end{array}$$

$$A_{sx} = \frac{F_{x_0}}{fyd}$$

e

$$A_{sy} = \frac{F_{y_0}}{fyd}$$

Fondazioni Superficiali

Plinti rigidi

$$\sigma_c = \frac{d\phi}{ds dy}$$

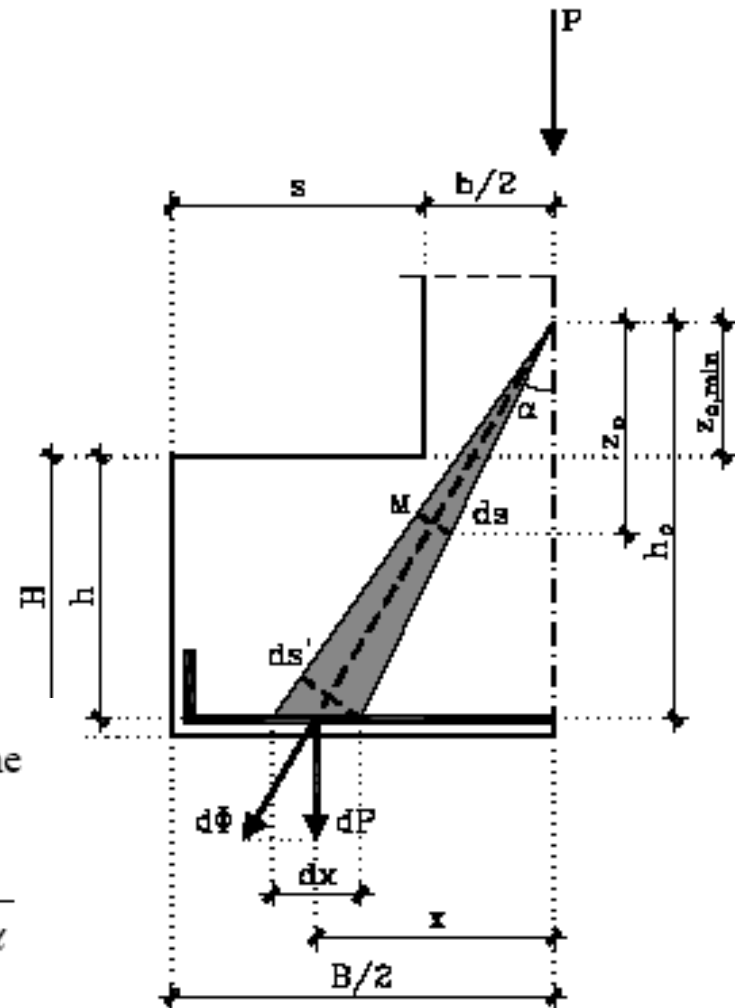
$$dP = \frac{P}{AB} dx dy \quad ;$$

$$d\phi = \frac{dP}{\cos \alpha} \quad \text{e} \quad \frac{ds}{z_0} = \frac{ds'}{h_0} = \frac{dx \cos \alpha}{h_0}, \quad \text{si esprime}$$

$$\sigma_c \overline{dy} \frac{d\phi}{ds} = \frac{dP}{\cos \alpha} \cdot \frac{h_0}{dy dx z_0 \cos \alpha} = \frac{dP}{dx dy z_0 \cos^2 \alpha} = \frac{P}{BA} \cdot \frac{h_0}{z_0 \cos^2 \alpha}$$

tale tensione è massima per $\cos \alpha$ minimo e z_0 minimo,

$$z_0 \text{ minimo} \Rightarrow \text{Innesto pilastro} \quad z_{0,\text{min}} = \frac{b \cdot h_0}{B}$$



$\cos \alpha$ è minimo per α_{\max} ,



nelle fondazioni rigide il valore α_{\max} si raggiunge quando

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{s}{H} = 2$$

ma

$$\frac{1}{\cos^2 \alpha} = 1 + \operatorname{tg}^2 \alpha = 1 + 4 = 5$$

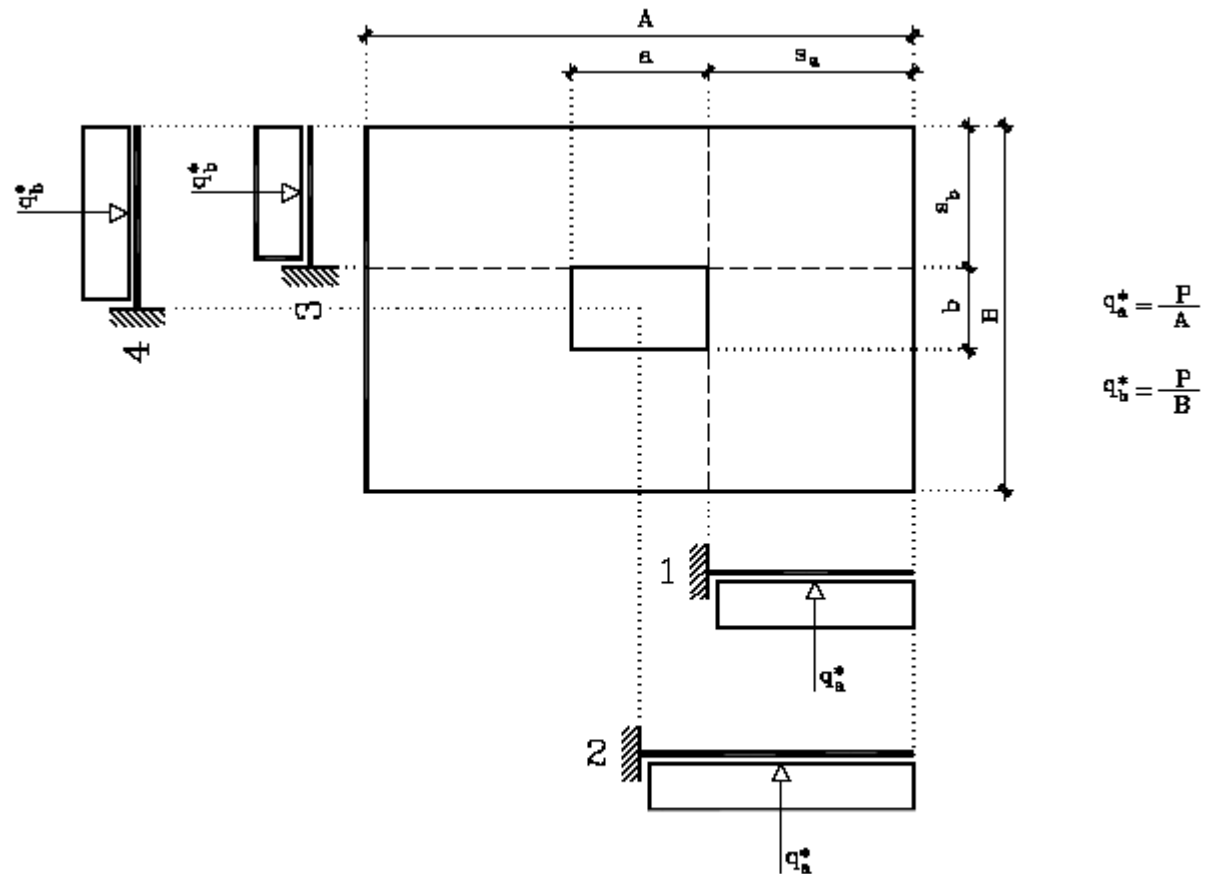


$$\sigma_{c, \max} = \frac{5P}{A \cdot b} = \frac{5P}{B \cdot a}$$

Fondazioni Superficiali

Plinti flessibili

$$H \leq \frac{s_{\min}}{2}$$

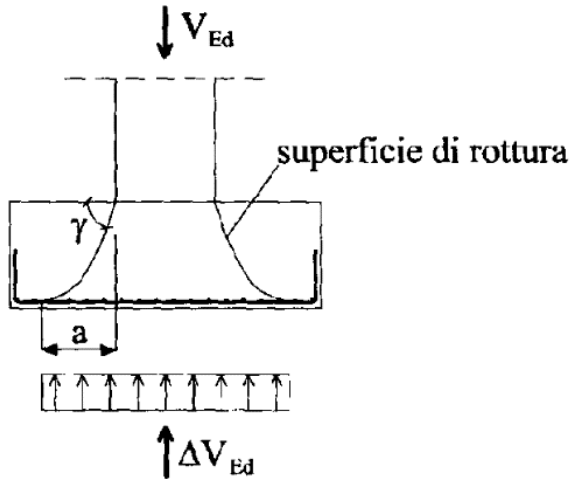


MENSOLE 1-3 : *roccia e terreni incoerenti*

MENSOLE 2-4 : *terreni coerenti*

Verifica a punzonamento: assenza di armature trasversali

Si assume che l'inclinazione del cono di rottura sia pari a circa 30°.

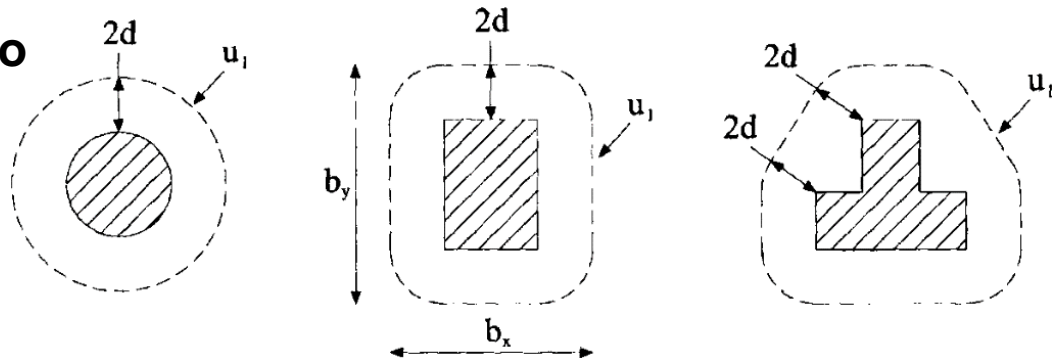


$$V_{Ed,rid} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

Tensione di punzonamento

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,rid}}{u_i \cdot d}$$

u_i = perimetro critico



Verifica a punzonamento: assenza di armature trasversali

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,rid}}{u_i \cdot d} \leq v_{Rd,c}$$

$$v_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}$$

$$\gamma_c = \begin{cases} 1.5 & \text{per carichi persistenti e transitori} \\ 1.0 & \text{per carichi eccezionali} \end{cases}$$

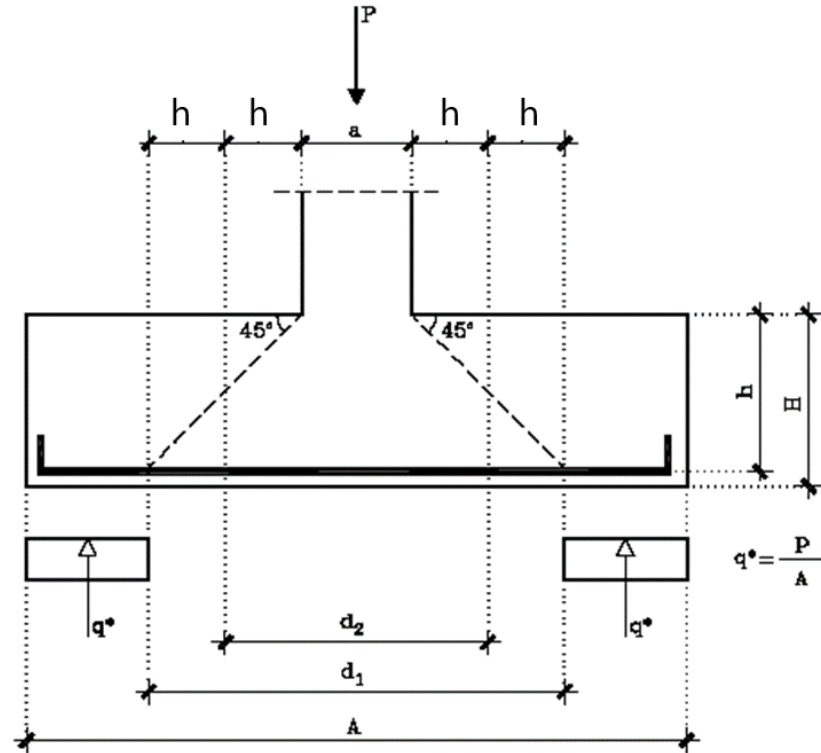
$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \text{ [mm]} \quad d_x; d_y \text{ altezze utili nelle due direzioni}$$

$$f_{ck} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{Resistenza cilindrica caratteristica del cls}$$

$$v_{min} = 0.035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Valore minimo della resistenza a punzonamento in assenza di tensioni normali

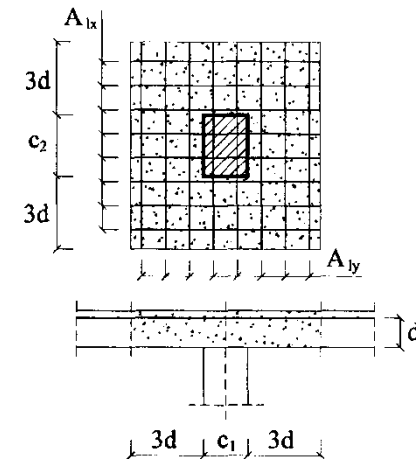


Verifica a punzonamento: assenza di armature trasversali

$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx}\rho_{ly}} \leq 0.02$ Percentuale di armatura **tesa** complessiva nelle due direzioni

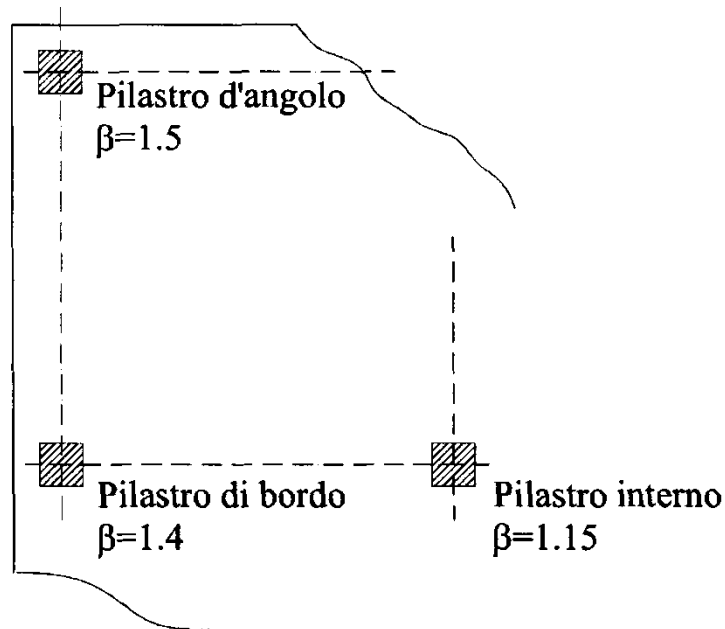
$$\rho_{lx} = \frac{A_{lx}}{(c_1 + 6d)d}$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{ly}}{(c_2 + 6d)d}$$



Verifica a punzonamento: assenza di armature trasversali

Nei casi in cui le luci di campate adiacenti non differiscono più del 25% si possono usare i seguenti valori



$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \leq v_{Rd,c}$$

Figura 3.9 Valori approssimati di β

Verifica a punzonamento: assenza di armature trasversali

Verifica delle bielle compresse.

Si effettua indipendentemente dalla presenza dell'armatura trasversale. Tale resistenza è legata alla resistenza a compressione del cls sul contorno del pilastro o dell'area caricata.

Tensione di punzonamento (EC2).

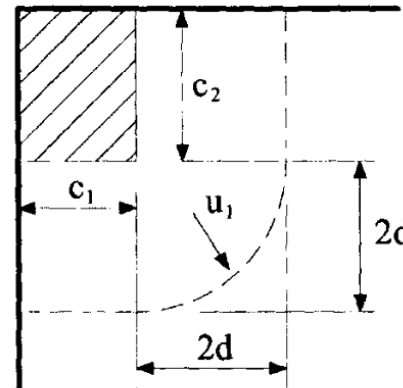
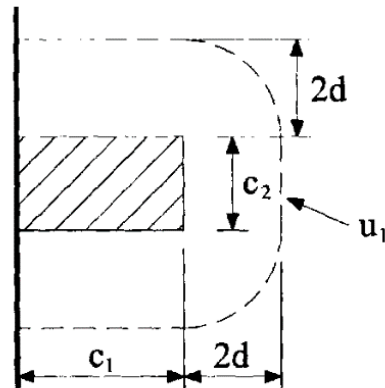
$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v \cdot 0.4 f_{cd}$$

$$v = 0.5 \quad \text{per } f_{ck} < 70 \text{ N/mm}^2$$

Per i pilastri interni u_0 è il perimetro del pilastro stesso

Per i pilastri esterni

$$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$$

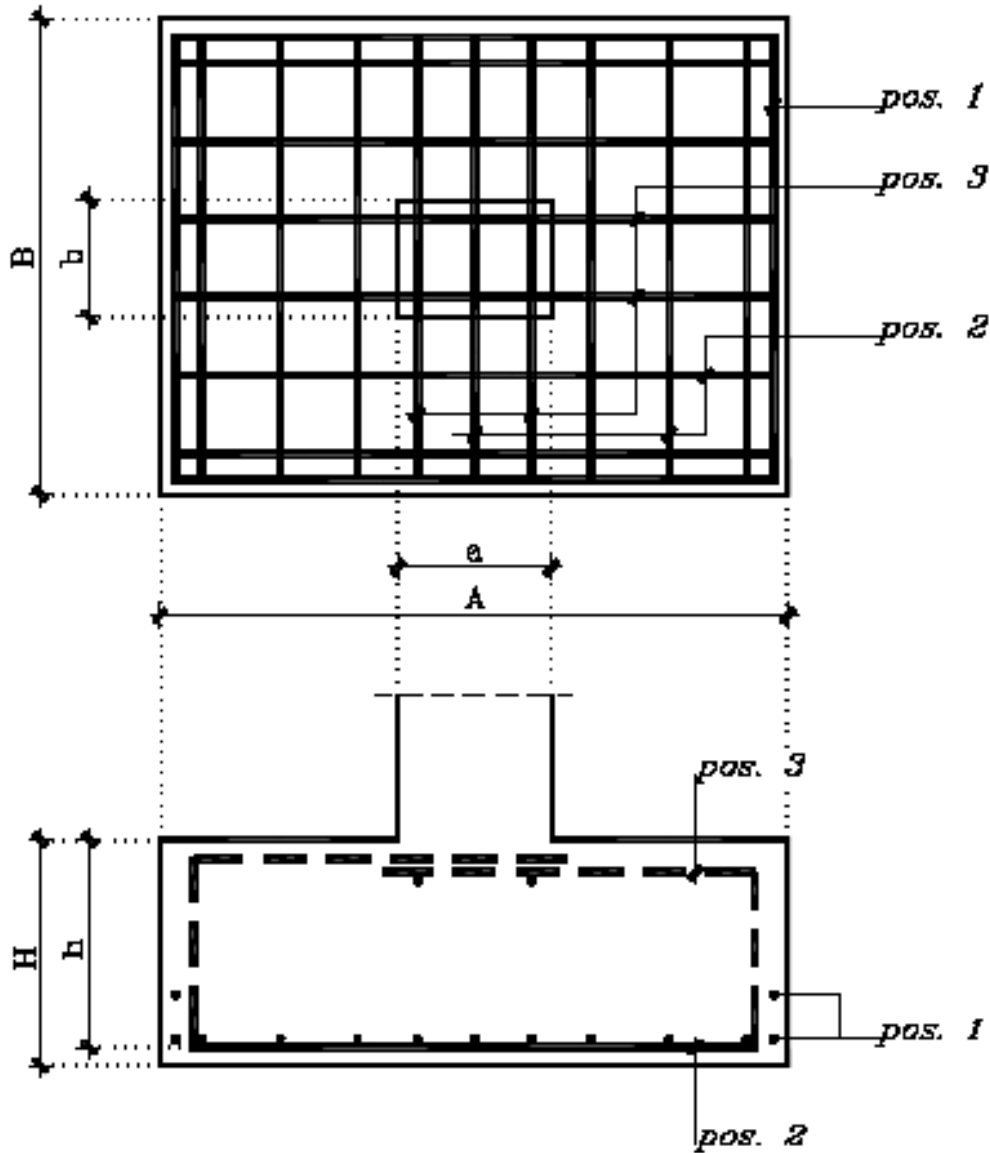


$$u_0 = 3d \leq c_2 + c_1$$

Figura 3.6 Perimetro critico nel caso di pilastri di bordo e d'angolo

Fondazioni Superficiali

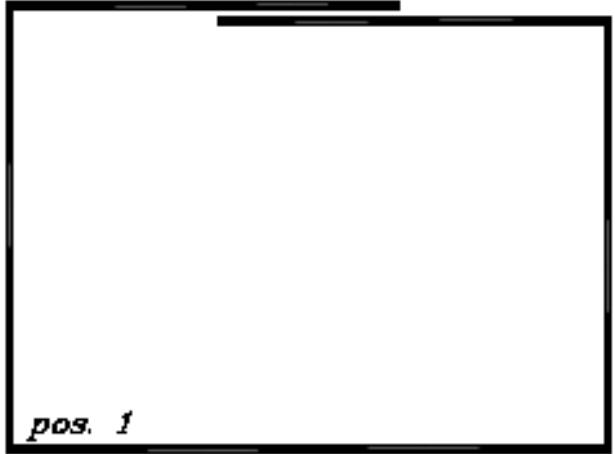
Armatura Plinti



$$\frac{a}{A} \geq 0,3$$

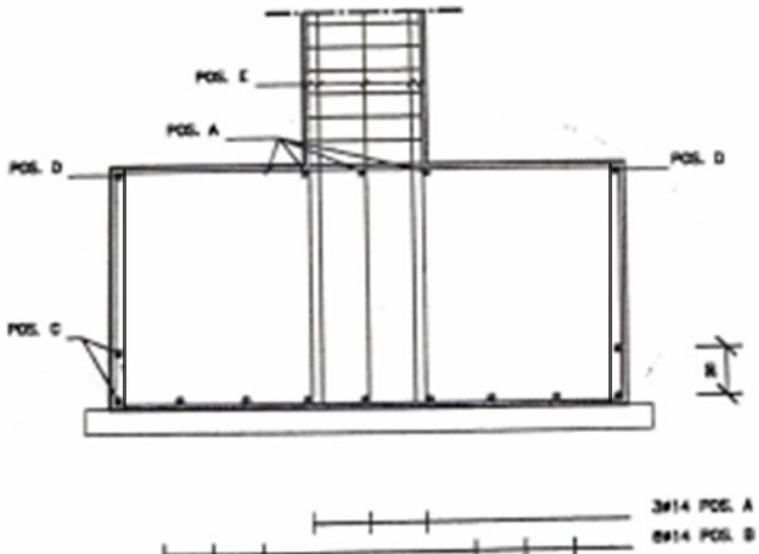
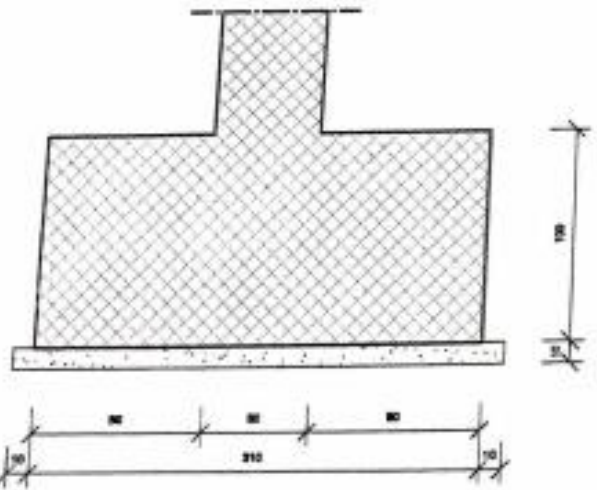
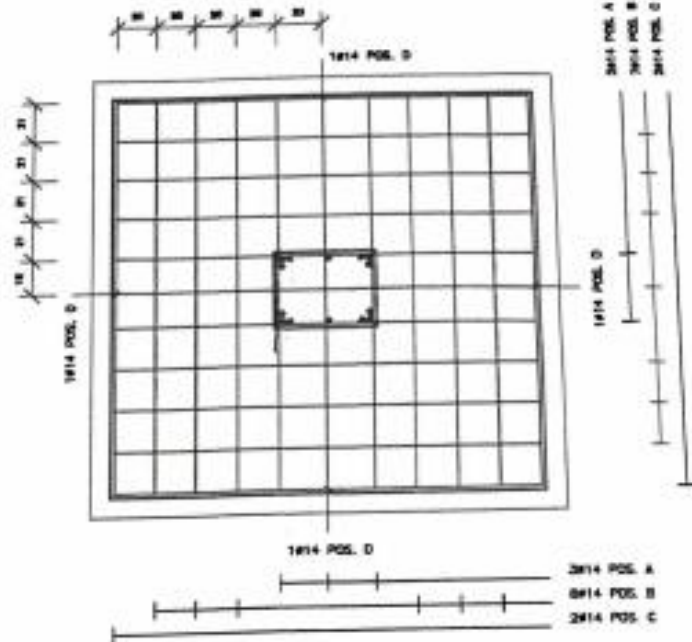
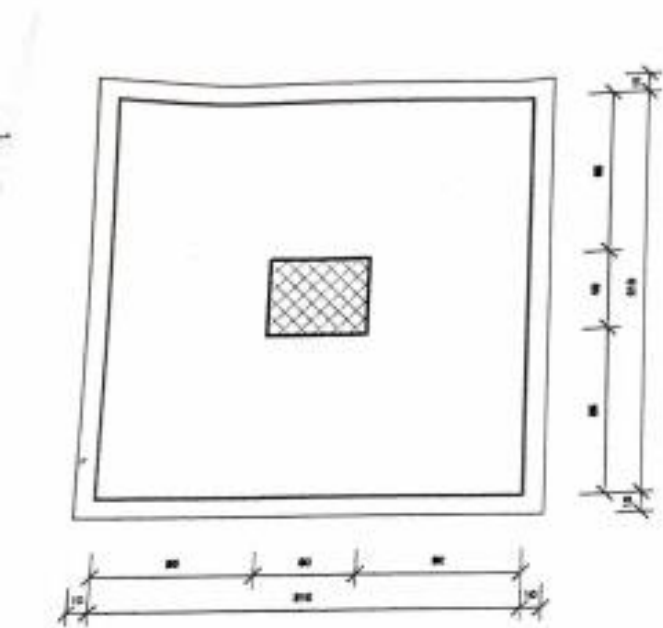
$$\frac{b}{B} \geq 0,3$$

$$i \leq \frac{h}{4} \leq 20cm$$



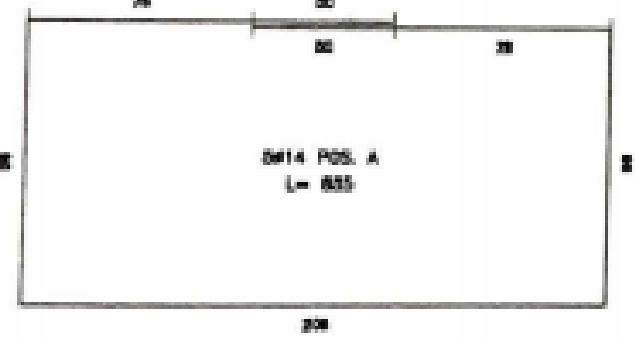
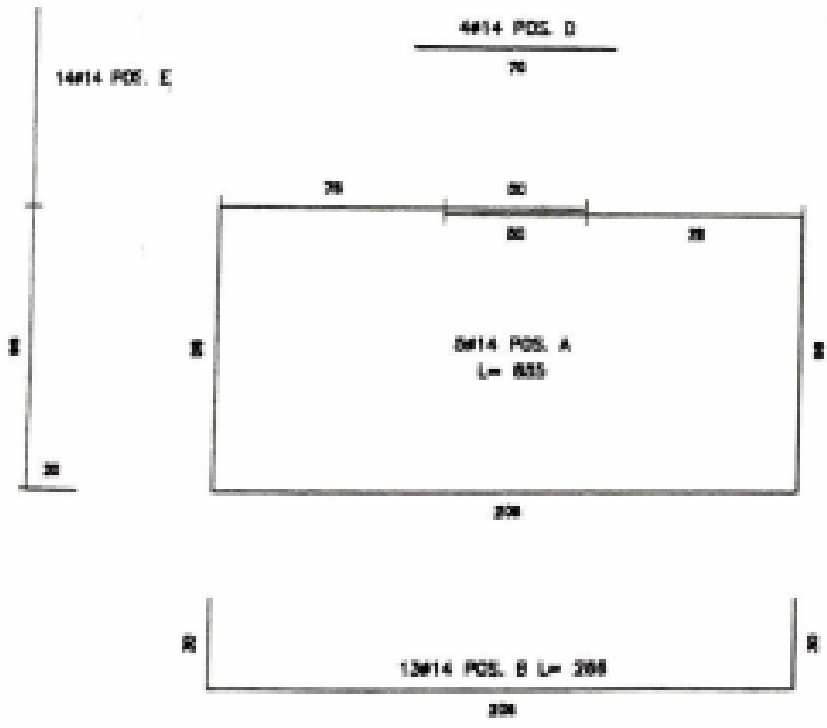
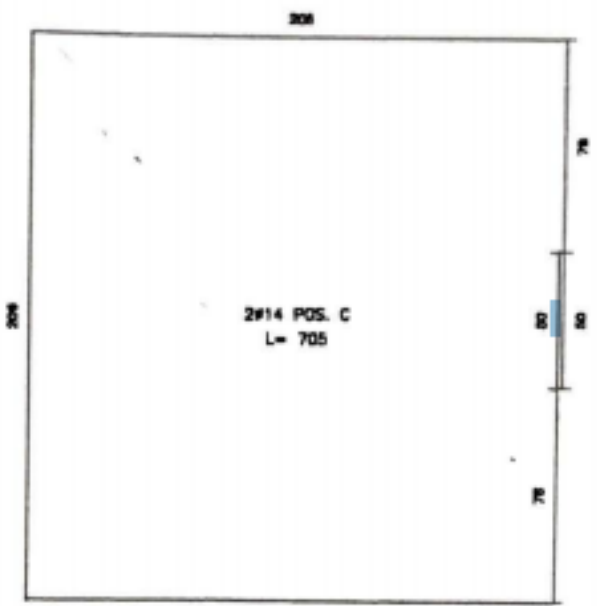
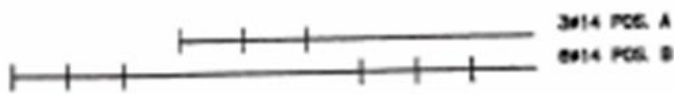
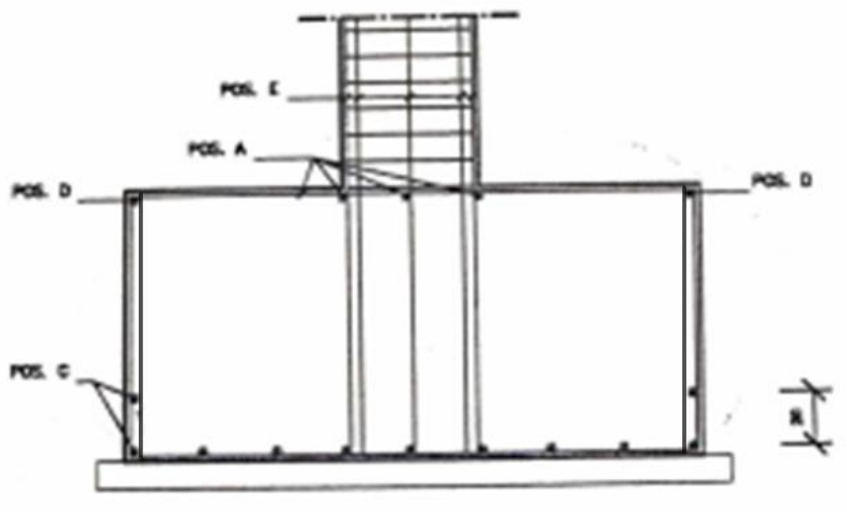
Fondazioni Superficiali

Armatura Plinti



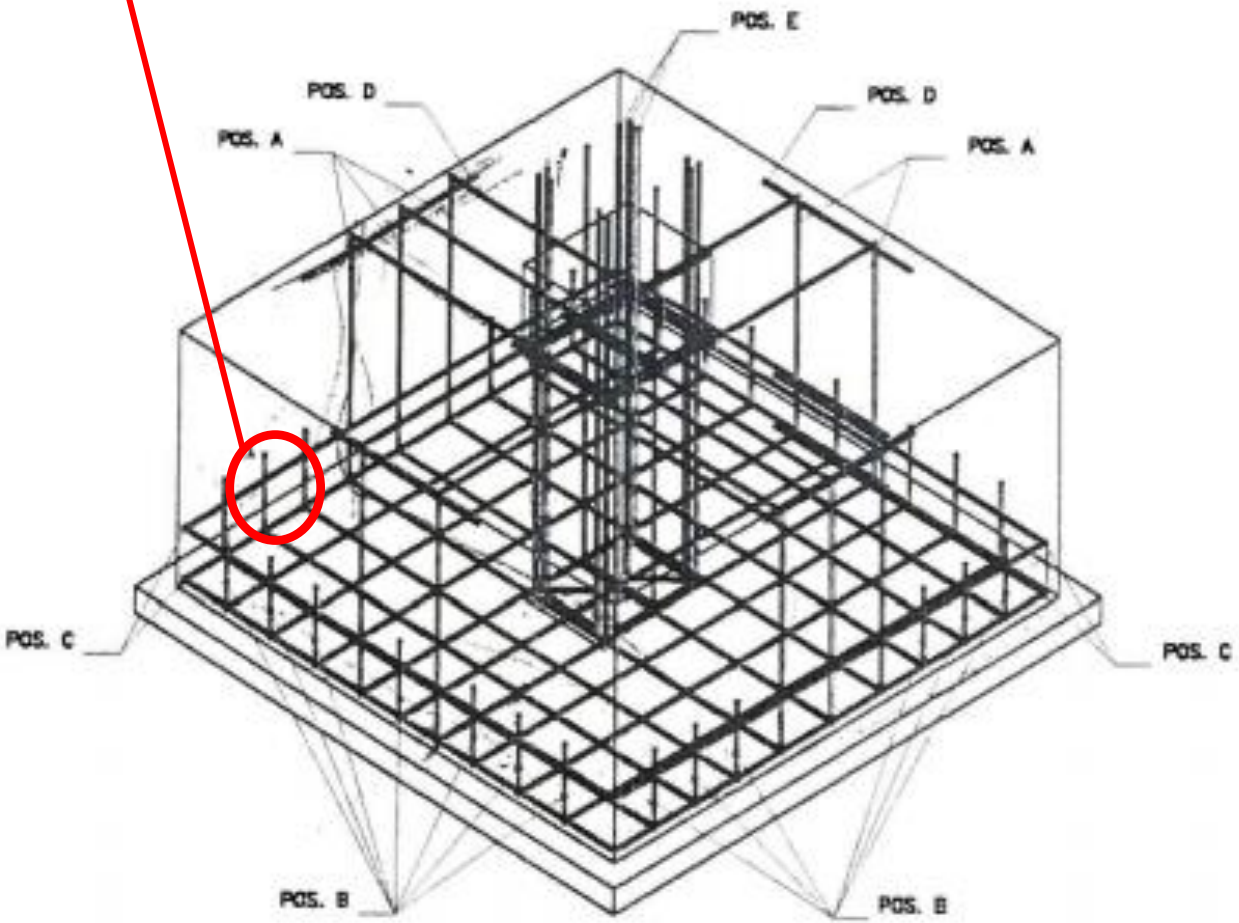
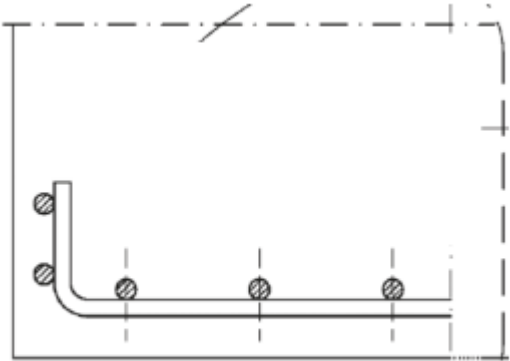
Fondazioni Superficiali

Armatura Plinti



Fondazioni Superficiali

Armatura Plinti



Fondazioni Superficiali

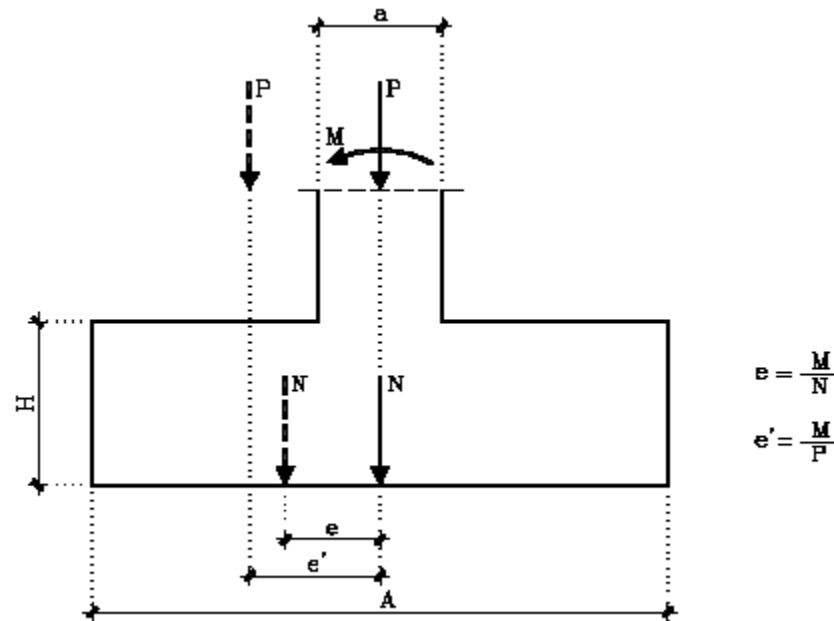
Plinti soggetti a carico eccentrico accidentale

scorrimento, verificando che risulti $T \leq \frac{N \cdot f}{\mu}$, con

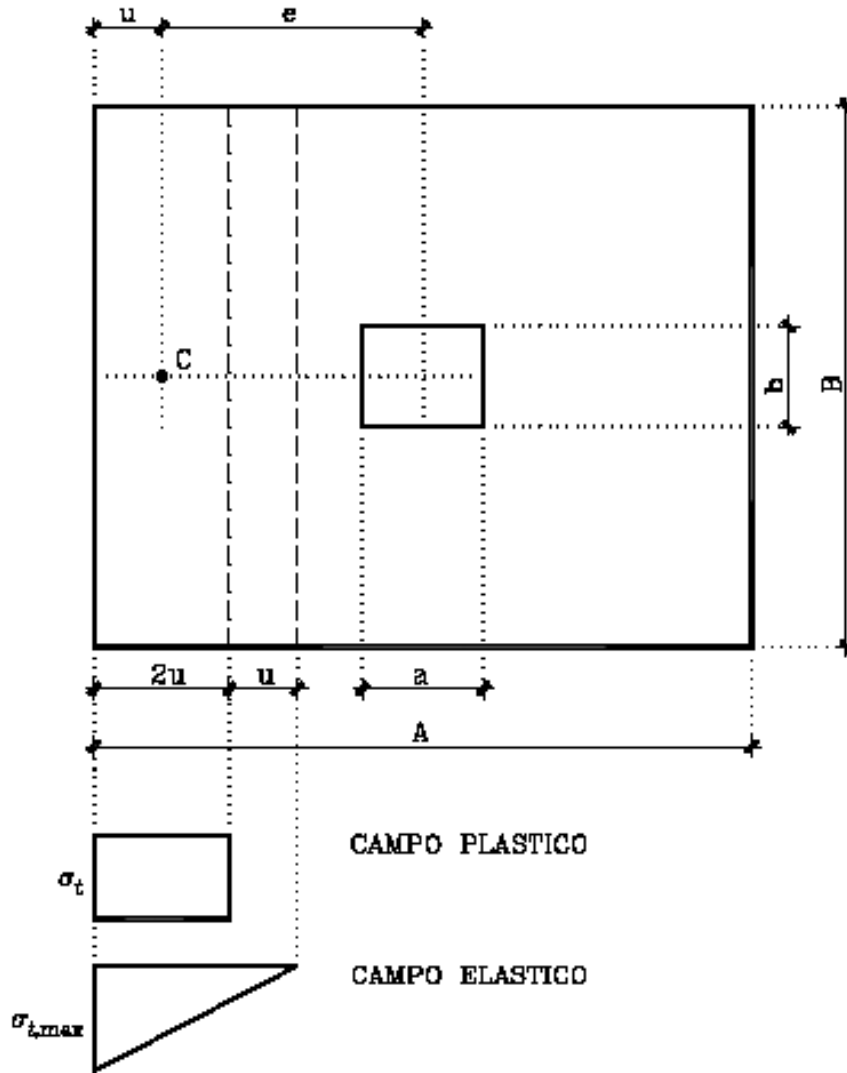
f \longrightarrow coefficiente di attrito plinto – terreno, variabile da 0,10 a 0,70 circa

μ \longrightarrow coefficiente di sicurezza,

Caso di eccentricità accidentale



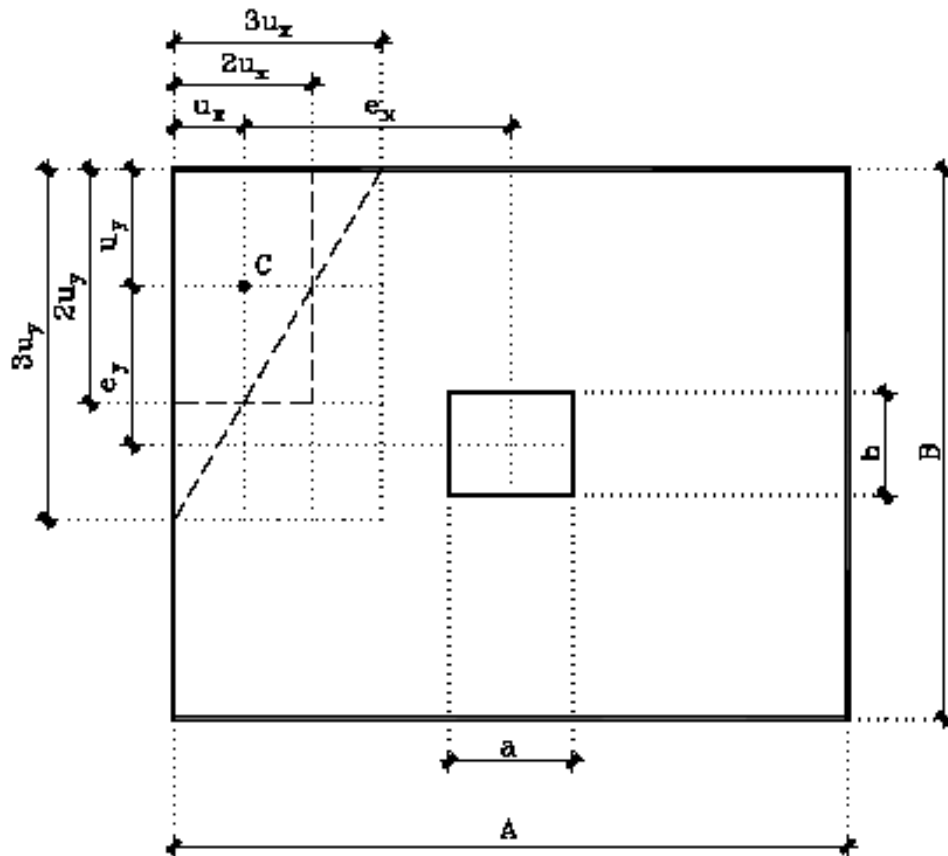
metodo di Meyerhof



$$\sigma_t = \frac{N}{2u \cdot B} = \text{cost}$$

$$\sigma_{t,max} = \frac{2N}{3u \cdot B} = \frac{4}{3} \sigma_t \cong 1,3 \sigma_t ;$$

Plinti soggetti a carico eccentrico accidentale

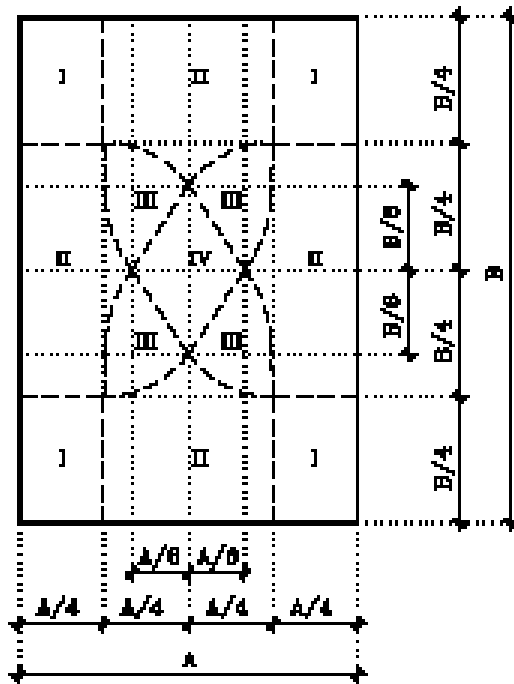


$$\sigma_{r1} = \frac{N}{S_1} = \frac{2N}{9u_x u_y} = cost$$

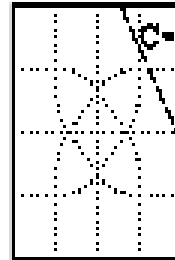
$$\sigma_{r2} = \frac{N}{S_2} = \frac{N}{4u_x u_y} = \frac{9}{8} \sigma_{r1} \cong 1,125 \sigma_{r1} = cost$$

Fondazioni Superficiali

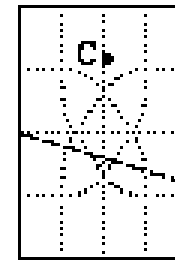
Plinti soggetti a carico eccentrico accidentale



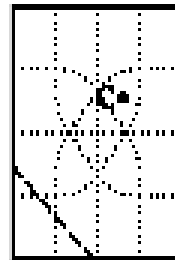
ZONA I
 $\sigma_{1,max} = 3 \frac{RN}{16a_x a_y}$



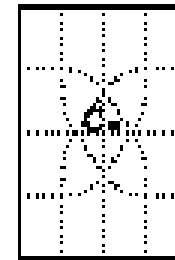
ZONA II
 $\sigma_{1,max} = \lambda \frac{N}{A a_y} \quad (0,67 < \lambda < 1,50)$



ZONA III
 $\sigma_{1,max} = \mu \frac{N}{A B}$
 ($0,33 < \mu < 0,67$)



ZONA IV
 $\sigma_{1,max} = \frac{N}{A B} + \frac{6M_x}{A^2 B} + \frac{6M_y}{A B^2} =$
 $= \frac{N}{A B} \left(1 + \frac{6e_x}{A} + \frac{6e_y}{B} \right)$



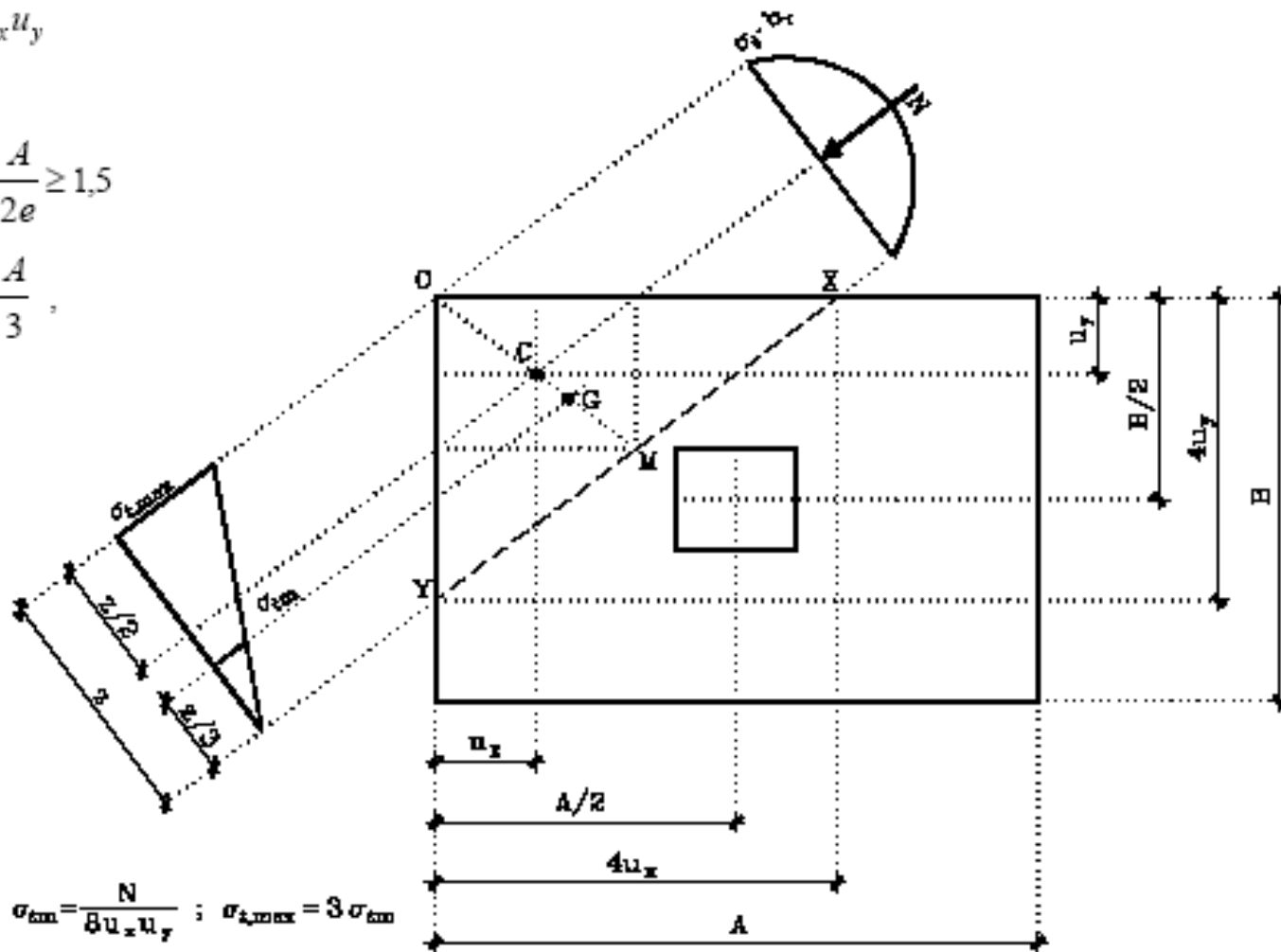
Fondazioni Superficiali

Plinti soggetti a carico eccentrico accidentale

$$\sigma_{t, \max} = \frac{3N}{8u_x u_y}$$

$$\mu = \frac{M_e}{M_r} = \frac{A}{2e} \geq 1,5$$

$$e \leq \frac{A}{3}$$



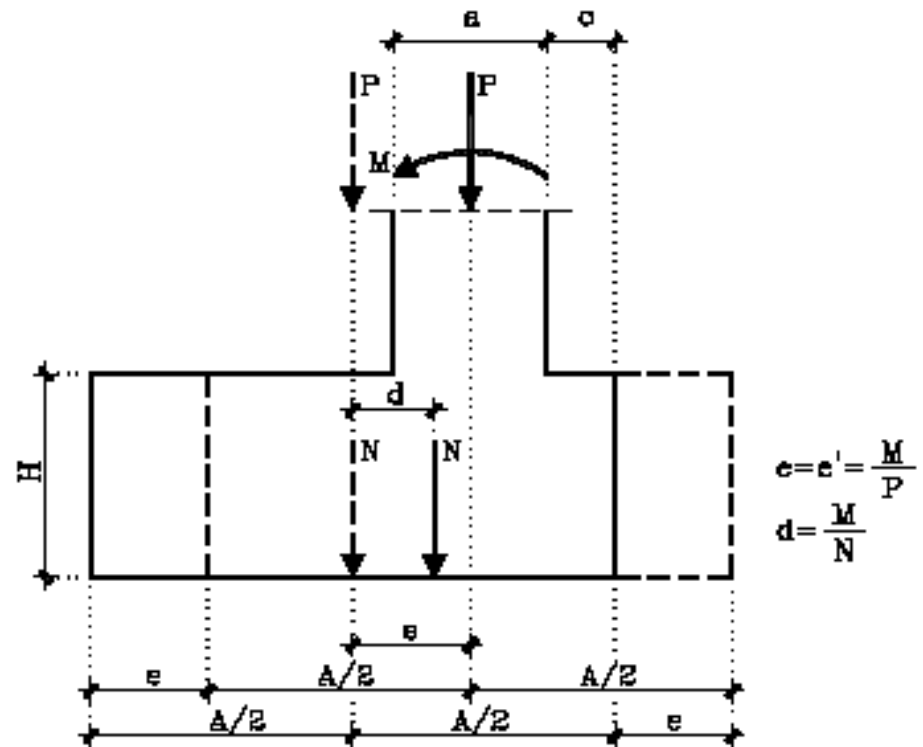
Fondazioni Superficiali

Plinti soggetti a carico eccentrico permanente

$$A = 2 \left(c + \frac{a}{2} + e \right) :$$

$$B = \frac{N}{A \bar{\sigma}_t}$$

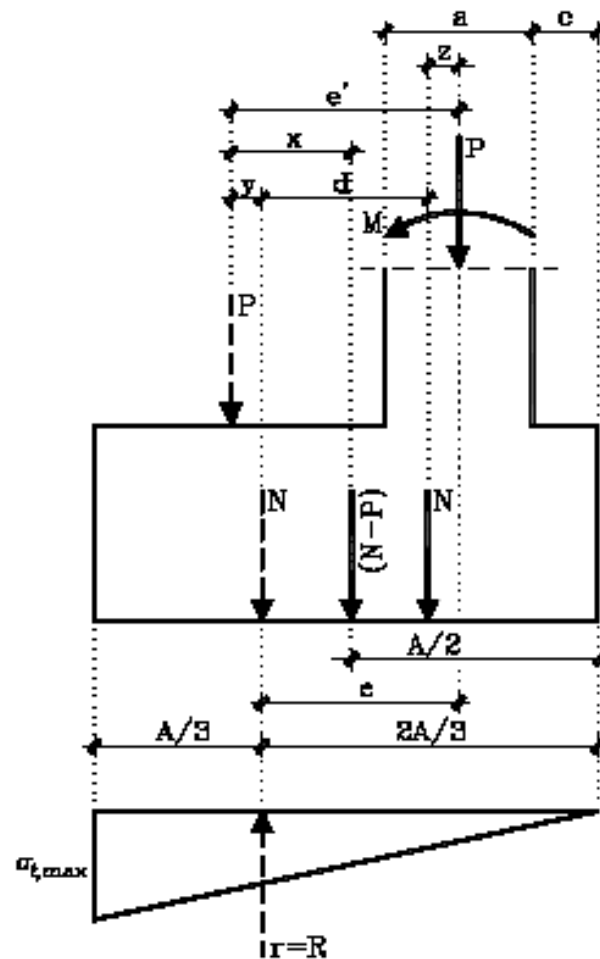
..



Plinti soggetti a carico eccentrico permanente

$$A = \frac{3}{2} \left(c + \frac{a}{2} + e \right)$$

$$\sigma_{t, \max} = \frac{2N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_t$$

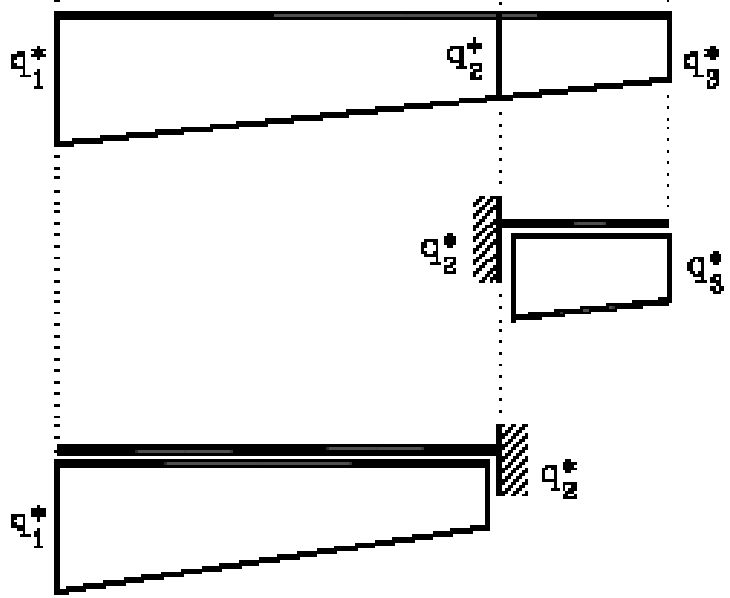
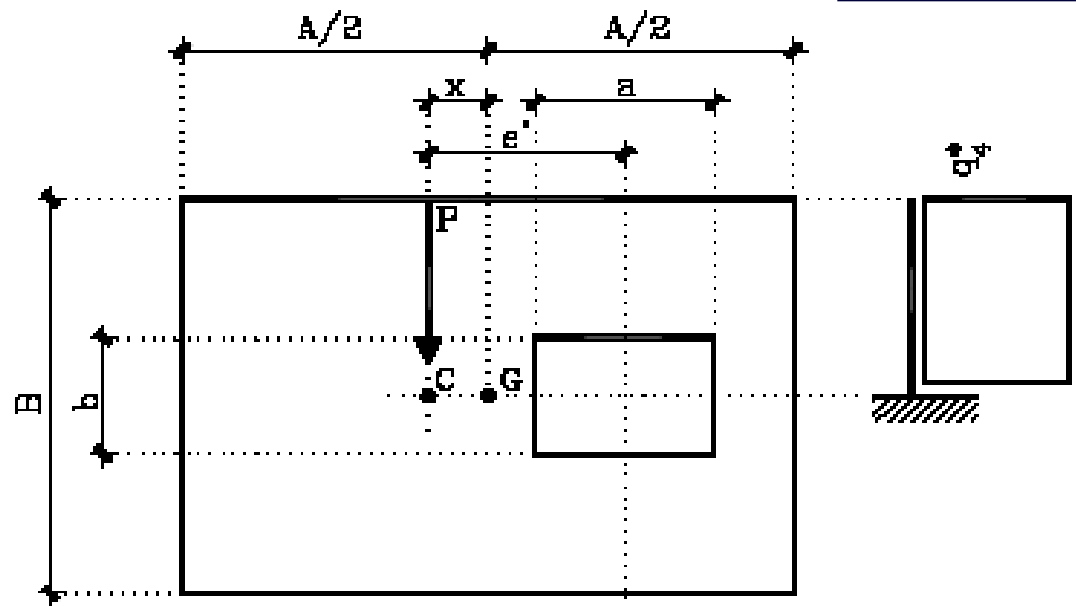


$$e' = \frac{M}{P} \quad ; \quad d = \frac{M}{N} \quad ; \quad y = x \frac{N-P}{N}$$

$$e = e' - y = d + z \quad ; \quad z = (e' - x) \frac{N-P}{N}$$

Fondazioni Superficiali

Plinti soggetti a carico eccentrico permanente



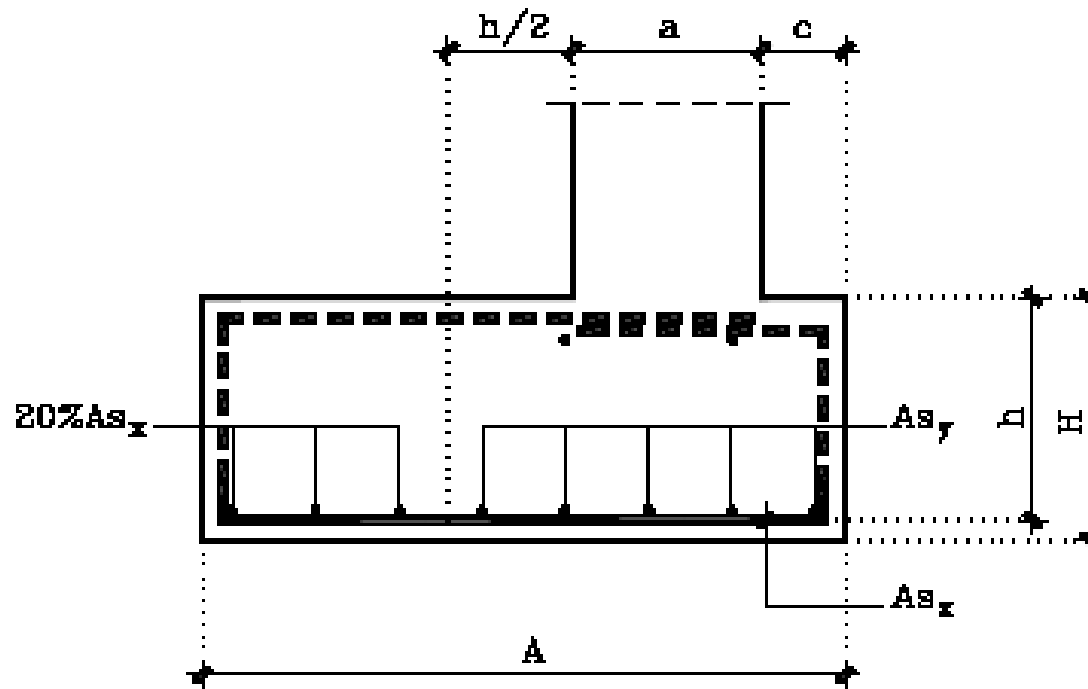
$$q_1^* = \frac{P}{A} + \frac{BP \cdot x}{A^2}$$

$$q_3^* = \frac{P}{A} - \frac{BP \cdot x}{A^2}$$

$$q_4^* = \frac{P}{B}$$

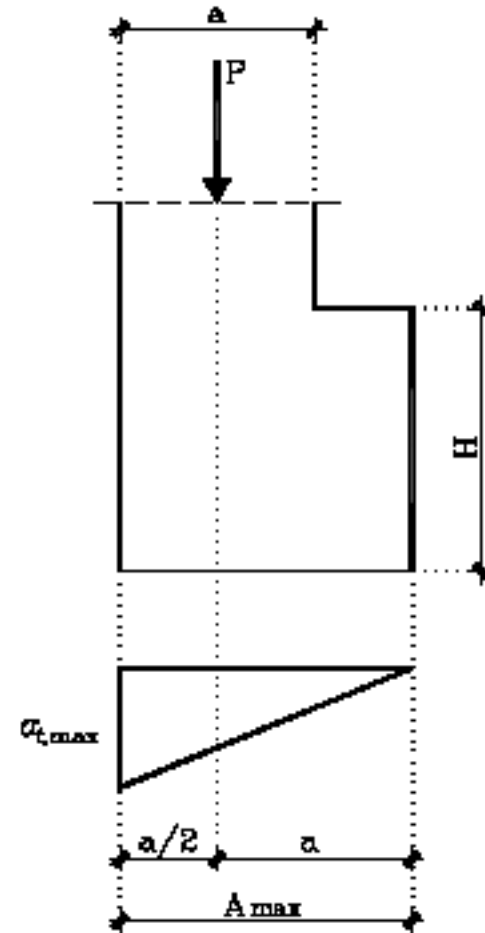
Fondazioni Superficiali

Plinti soggetti a carico eccentrico permanente



$$A_{\max} = \frac{3}{2}a$$

$$\sigma_{t,\max} = \frac{2P}{A_{\max} \cdot B} = \frac{4}{3} \cdot \frac{P}{a \cdot B} = 1,33 \frac{P}{a \cdot B} = \bar{\sigma}_t$$

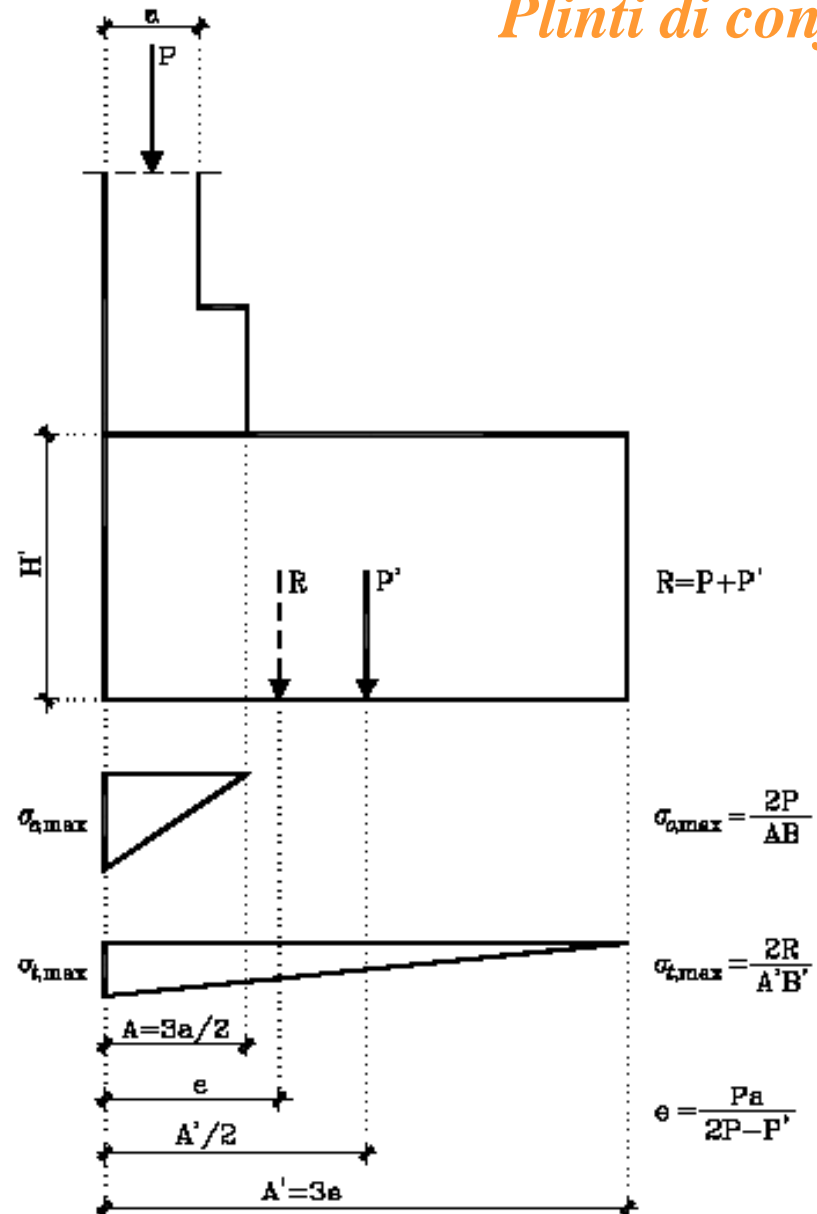


Plinto con sottofondazione in cls

$$P' = A' \cdot B' \cdot H' \cdot \gamma$$

$$H' = \frac{2A' - 3a}{6\gamma(A' - a)} \bar{\sigma}_1$$

$$B' = \frac{6P(A' - a)}{\bar{\sigma}_1 A'^2}$$



$$Re = P(a/2) + P'(A'/2) \quad \text{ma} \quad R = P + P' \quad \Rightarrow \quad 2Pe + 2P'e = Pa + P'A'$$

$$A' = 3e \quad \Rightarrow \quad e = \frac{Pa}{2P - P'}$$

$$\text{Equazione di equilibrio alla traslazione} \quad \sigma_t A' B' = 2P + 2P' \quad (1)$$

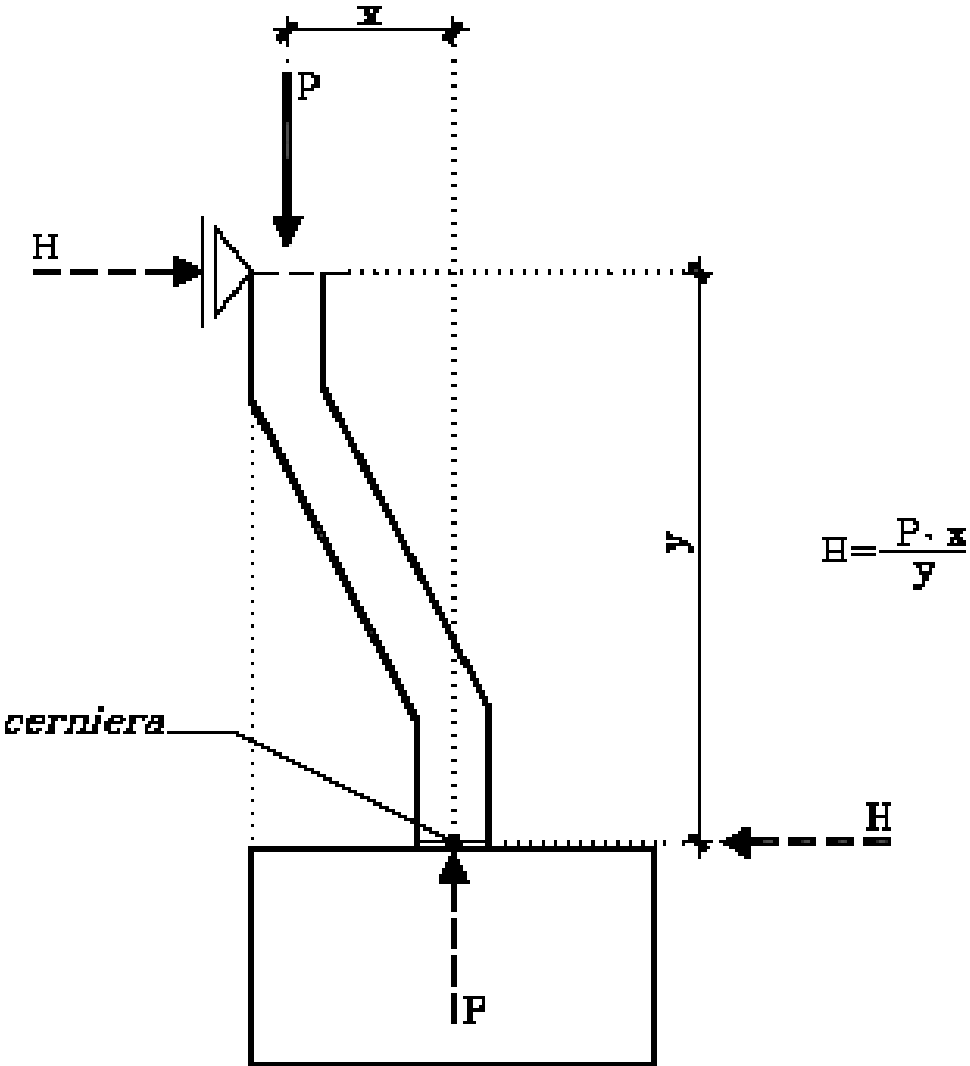
$$\text{ma} \quad P' = P(2e - a)/e = P(2A' - 3a)/A'$$

$$\text{Sostituendo in (1) si ottiene:} \quad B' = \frac{6P(A' - a)}{\bar{\sigma}_t A'^2}$$

$$\text{Dalla (1) discende} \quad \sigma_t A' B' = 2P + 2\gamma A' B' H' \quad \Rightarrow$$

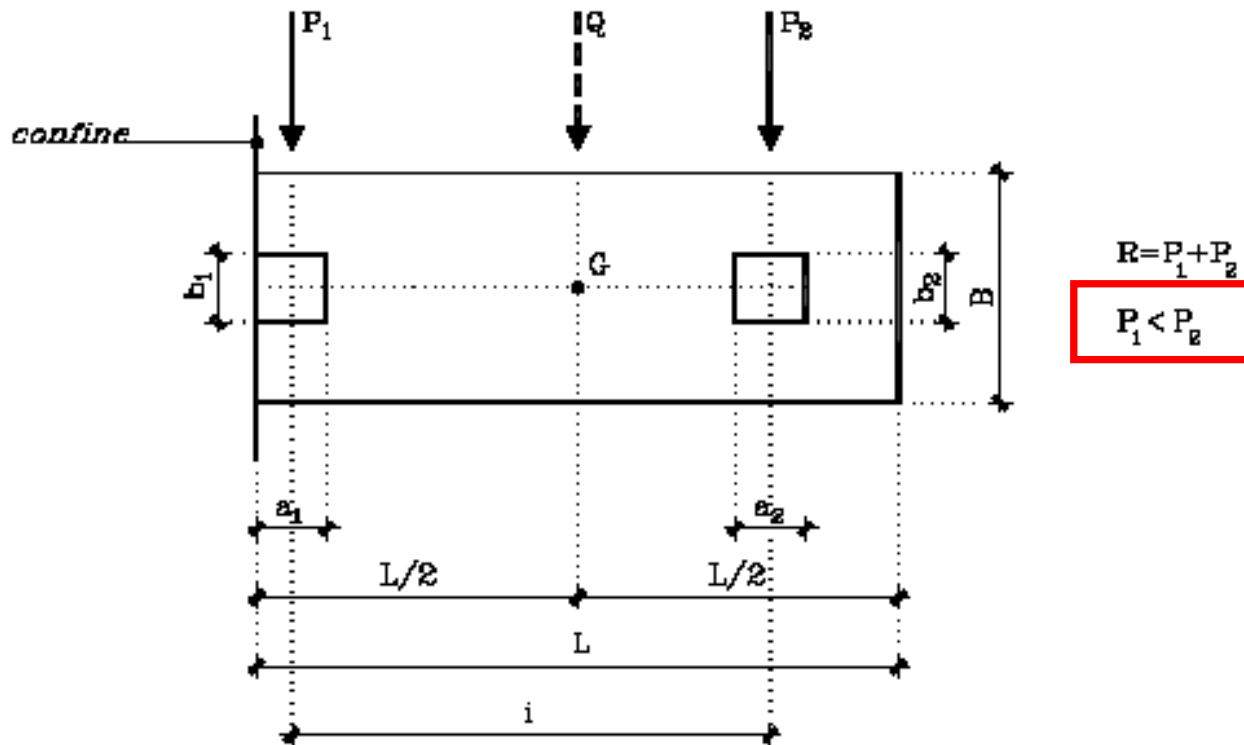
$$H' = \frac{\sigma_t A' B' - 2P}{2\gamma A' B'} = \frac{\frac{\sigma_t A' 6P(A' - a)}{\bar{\sigma}_t A'^2} - 2P}{2\gamma A' \frac{6P(A' - a)}{\bar{\sigma}_t A'^2}} = \frac{\sigma_t (2A' - 3a)}{6\gamma (A' - a)}$$

Deviazione dell'asse del pilastro



Trave di fondazione

se $P_1 < P_2$ → Trave a base rettangolare

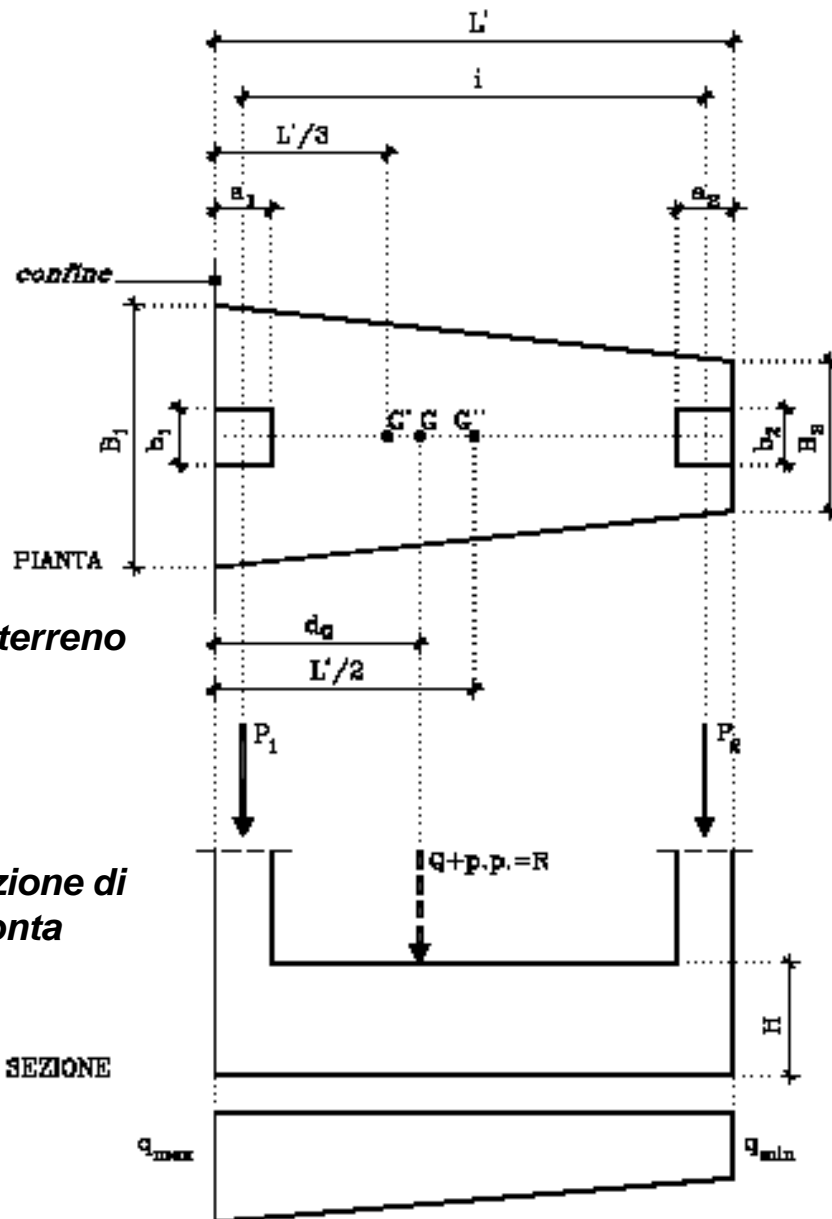


se $P_2 \leq P_1 \leq 2P_2$ ➔ Trave a base trapezoidale

ipotizzando il peso proprio della trave pari al 15% della risultante Q ,

$$\sigma_t = \frac{1,15Q}{\frac{1}{2}(B_1 + B_2)L'}$$

$$q_{\max} = \sigma_t \cdot B_1 \quad q_{\min} = \sigma_t \cdot B_2$$



$$L' = i + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2}$$

$$Q = P_1 + P_2$$

$$P_2 < P_1 < 2P_2$$

$$P_1 = P_2 \Rightarrow d_G = \frac{L'}{2}$$

$$P_1 = 2P_2 \Rightarrow d_G = \frac{L'}{3}$$

1. ammissibilità delle pressioni sul terreno

$$\sigma_t = \bar{\sigma}_t$$

2. coincidenza del punto di applicazione di R con il baricentro dell'area d'impronta

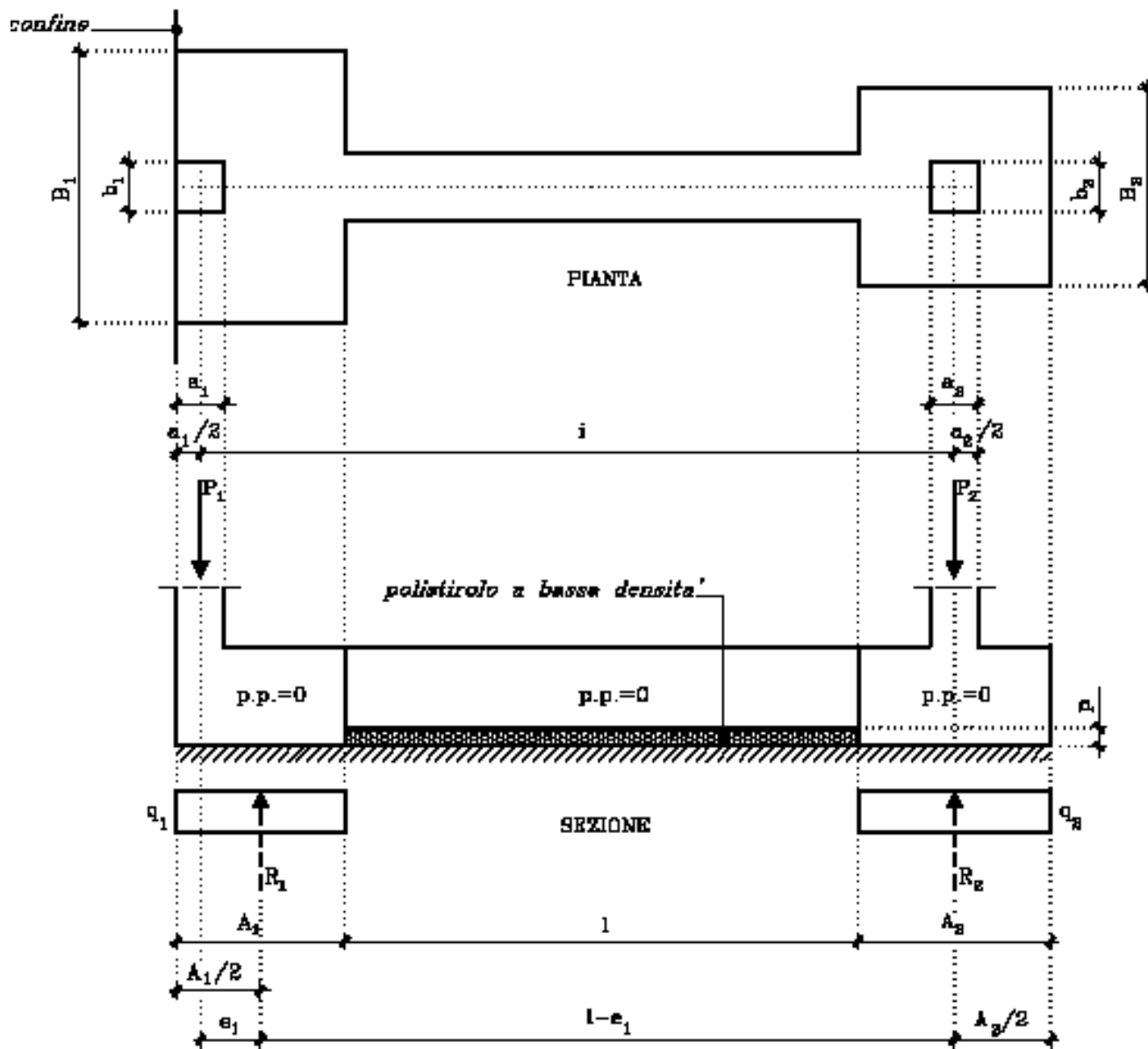
$$d_G = \frac{L'}{3} \cdot \frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2}$$

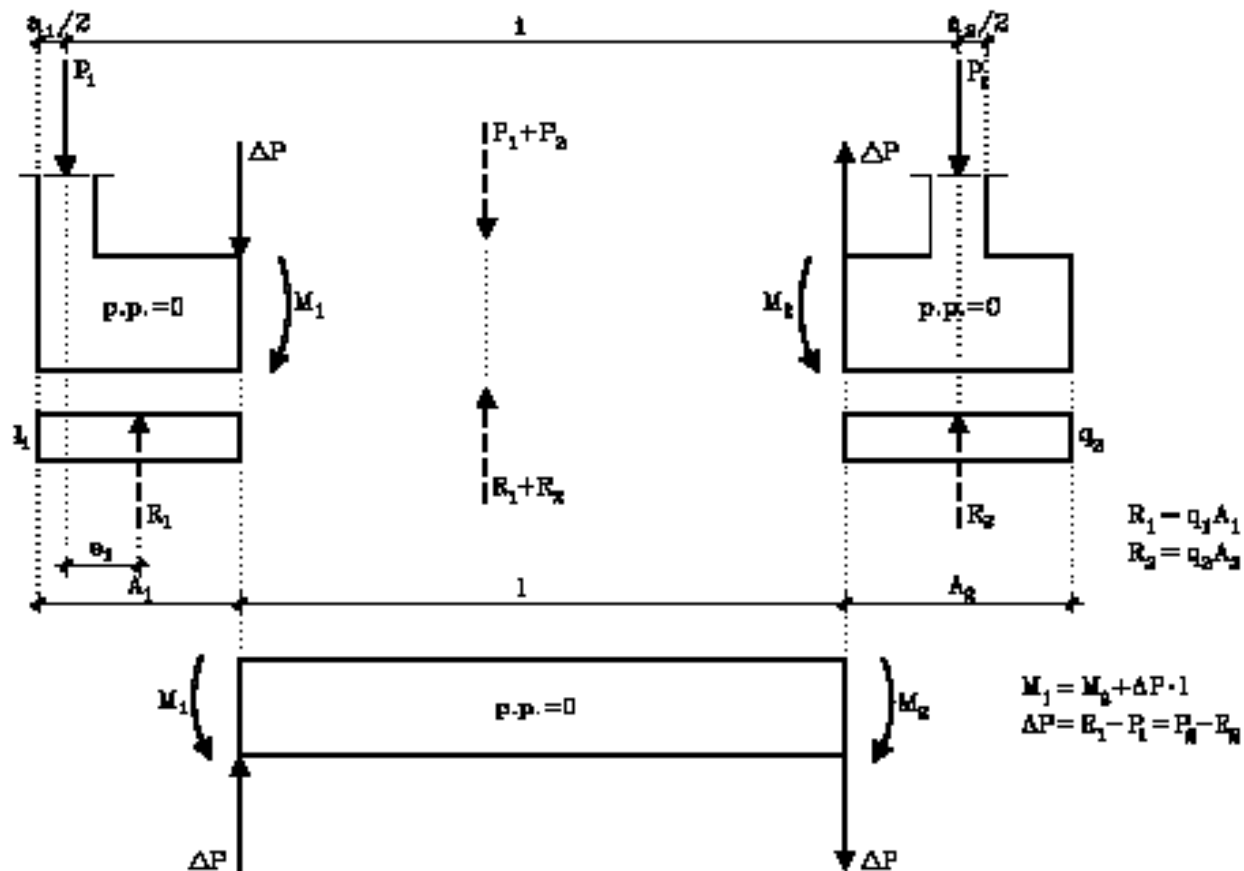
Trave di collegamento

Fondazioni Superficiali

Plinti di confine

$$[d_G < L'/3, P_1 > 2P_2]$$





$$\begin{cases} R_1 + R_2 = P_1 + P_2 \\ P_1 \cdot i = R_1 \cdot (i - e_1) \end{cases} \quad \begin{cases} R_1 = P_1 + \Delta P = P_1 \frac{i}{i - e_1} ; \Delta P = P_1 \frac{e_1}{i - e_1} \\ R_2 = P_2 - \Delta P \end{cases}$$

$$e_1 \cong (10 \div 15\%) i$$

$$\Delta P \cong (10 \div 15\%) P_1$$

$$M_1 = P_1 \cdot e_1 - \Delta P \frac{A_1}{2}, \quad \text{ovvero } M_1 \cong P_1 \cdot e_1 \quad \text{per } \Delta P \ll P_1,$$

$$M_2 = \Delta P \frac{A_2}{2}$$

$$\frac{w_T}{w_P} \geq 10$$

$$\varphi_1 = \frac{8P_1}{9a_1^2 B_1 K}$$

$$w_P = \frac{M_1}{\varphi_1} \cong \frac{9}{8} e_1 a_1^2 B_1 K$$

