



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI SAN MARINO
Corso di Laurea in Ingegneria Civile

TECNICA DELLE COSTRUZIONI

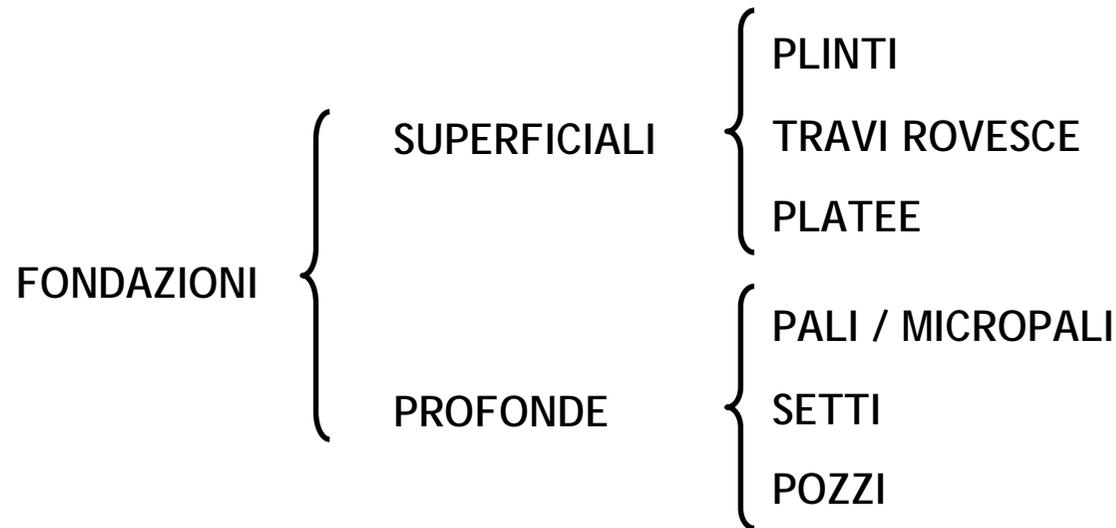
Fondazioni

Dott.Ing Sandro Carbonari

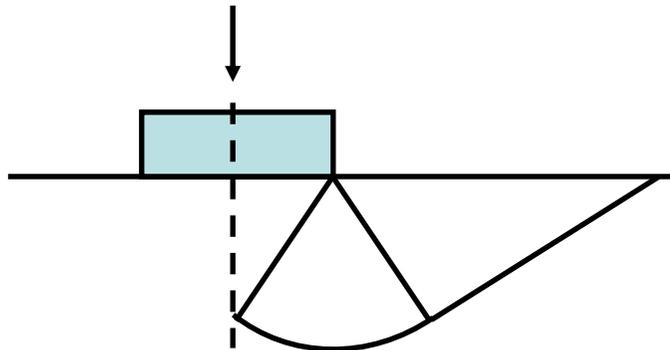
sandro_carbonari@hotmail.com

Introduzione

Trascurando le verifiche geotecniche (oggetto di specifici corsi), ci occuperemo del dimensionamento e del progetto delle più comuni tipologie di fondazioni.



La scelta della tipologia di fondazione è influenzata dalla consistenza, ovvero dalle caratteristiche di resistenza del terreno che ne determinano la **PORTANZA**



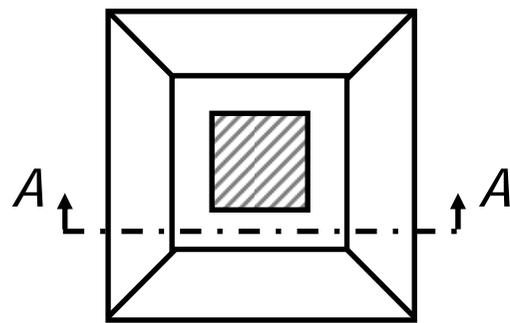
$$\sigma_{res} = \frac{Q_{lim}}{A}$$

Dipende dalla geometria della fondazione

$$\sigma_t \leq \sigma_{res}$$

Tipologie di fondazioni

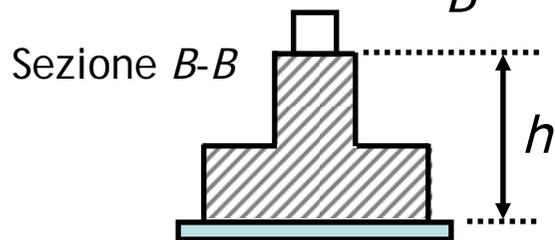
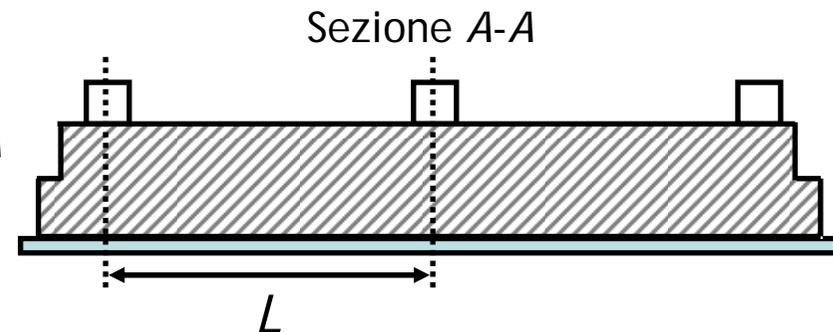
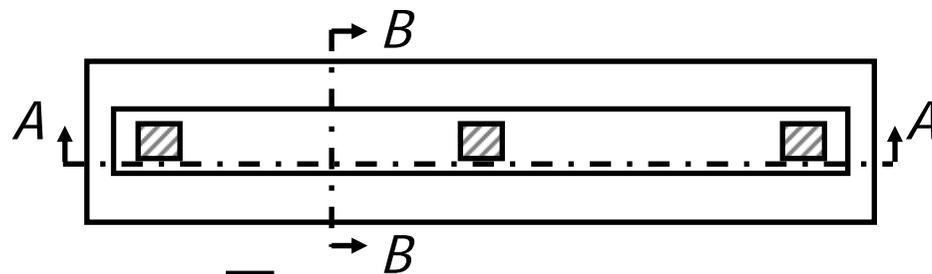
Se il terreno è buono la fondazione può essere realizzata ad esempio con un semplice allargamento della base del pilastro che permette una diffusione delle tensioni (FONDAZIONI SU PLINTI).



Magrone di fondazione

Il magrone è costituito da calcestruzzo magro, può avere uno spessore che va dai 5 ai 10 cm e permette di realizzare un piano di posa orizzontale e "allontana" le armature dal terreno

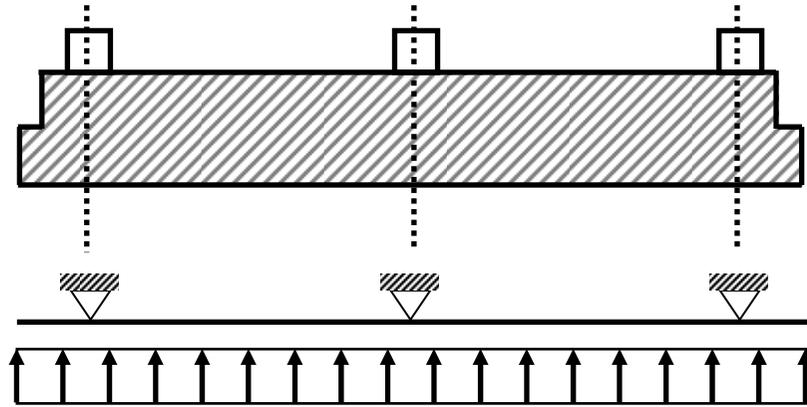
Se il terreno peggiora occorre allargare l'area di impronta della fondazione e realizzando delle fondazioni si travi rovescie



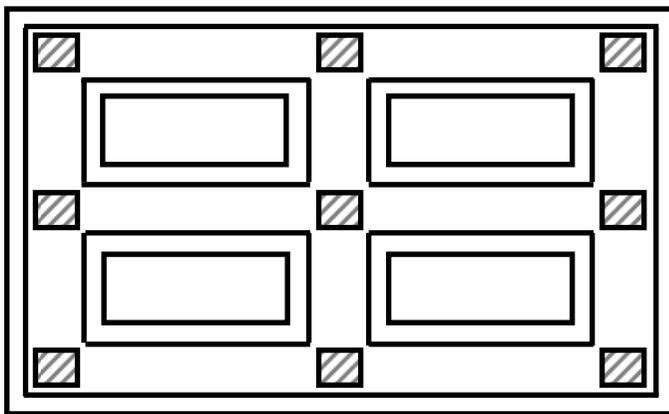
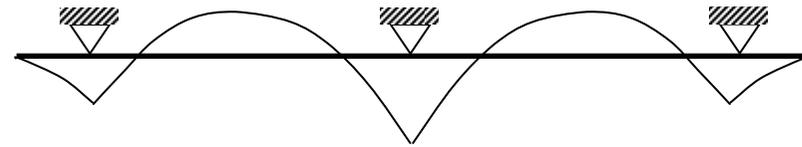
$$h = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{6} \right) L$$

Tipologie di fondazioni

La trave prende l'aggettivo di rovescia perché è caricata dal basso dalle reazioni del terreno e poggia sui pilastri.



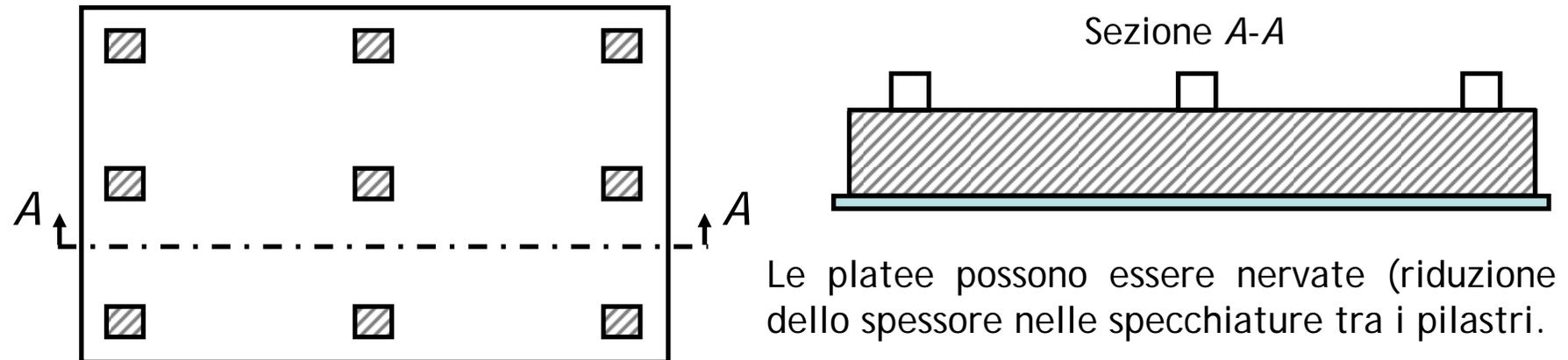
In linea teorica si possono realizzare travi rovesce monodirezionali collegate trasversalmente da cordoli



In zona sismica le travi rovesce hanno una doppia orditura, ovvero non sono monodirezionali ma bidirezionali

Tipologie di fondazioni

Se il terreno peggiora l'allargamento della base delle travi rovesce potrebbe essere tale da rendere conveniente (manodopera) il ricorso a platee di fondazione.



Le platee possono essere nervate (riduzione dello spessore nelle specchiature tra i pilastri).

Si ricorre alle fondazioni su pali quando il carico della struttura deve essere trasferito in profondità, ad esempio nei casi in cui il terreno superficiale non ha le caratteristiche di portanza necessarie.

Per costruzioni civili ordinarie si ricorre in genere al

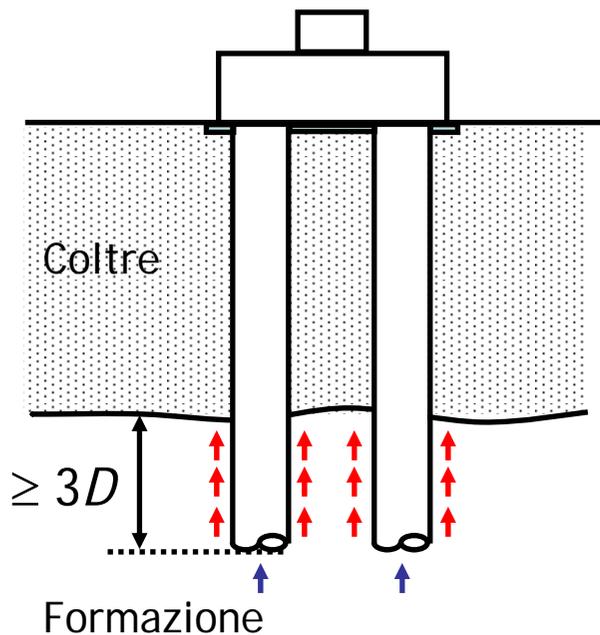
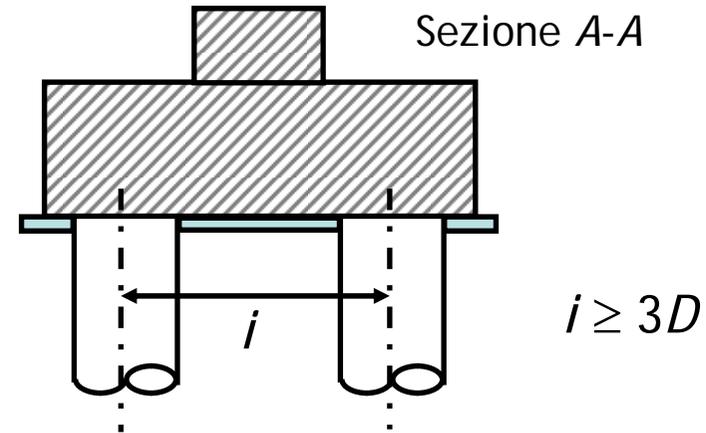
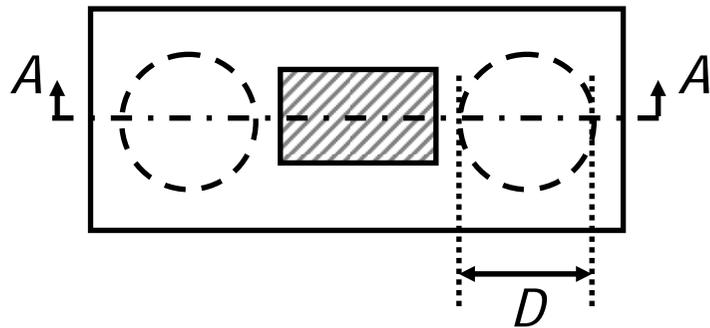
PLINTO SU DUE PALI

PLINTO SU TRE PALI

PLINTO SU QUATTRO PALI

Tipologie di fondazioni

L'elemento verticale trasferisce il carico ad un basamento rigido che poggia sui pali.



I pali sono in genere trivellati e solo raramente sono battuti. ($\phi 60 - \phi 80$ conviene trivellare).

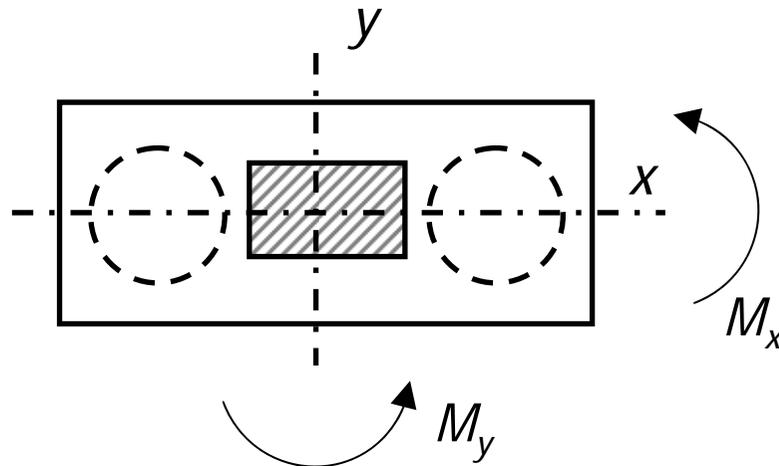
Nei terreni sciolti la battitura migliora le caratteristiche del terreno (aumenta l'addensamento), nei terreni coesivi l'infissione degrada la resistenza del terreno.

La portanza del palo è fondamentale dovuta all'attrito laterale (minore è l'effetto della portanza alla punta).

I contributi di portanza si possono calcolare cautelativamente in riferimento alla formazione di base.

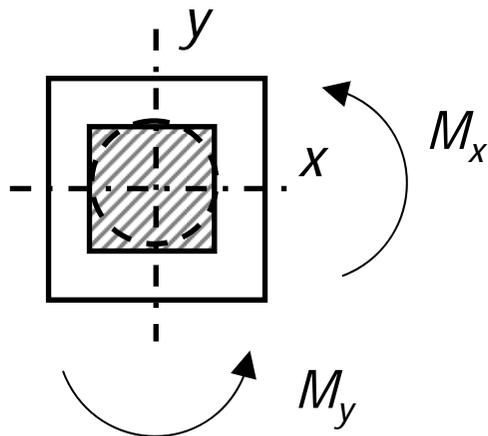
Se il carico cresce \rightarrow meglio più pali di piccolo diametro o pali più lunghi piuttosto che diametri maggiori.

Tipologie di fondazioni



PLINTO SU DUE PALI

Fornisce un buon vincolo per il momenti agente intorno all'asse y ma pessimo per i momenti agenti intorno a x

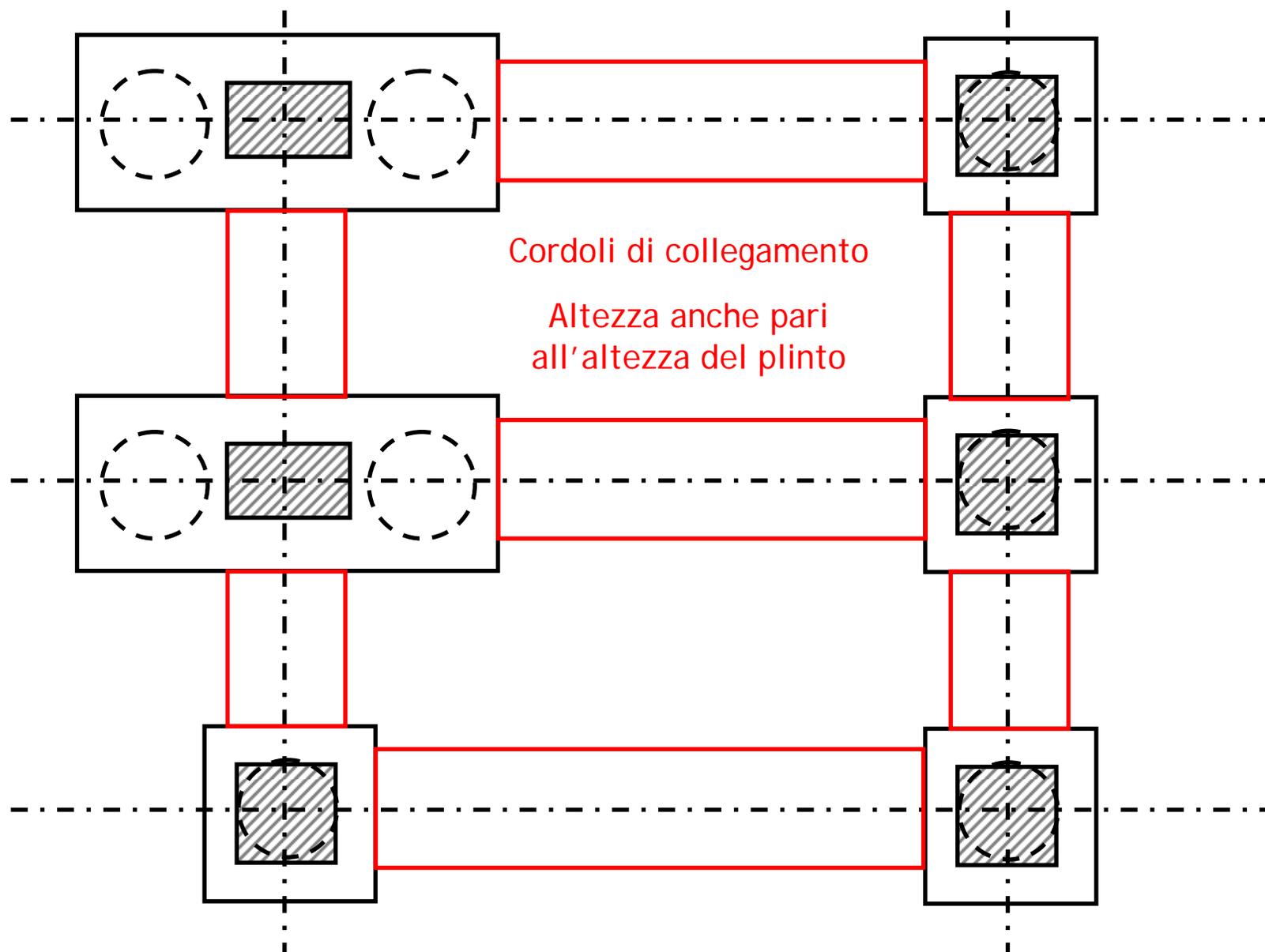


PLINTO MONOPALO

Si possono anche realizzare plinti monopalo

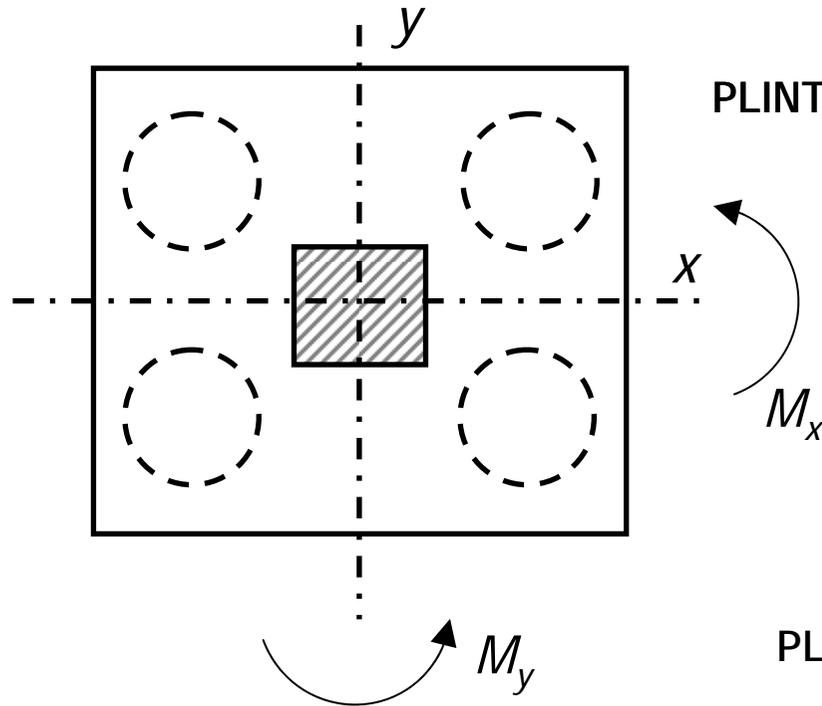
La presenza di cordoli di collegamento nei plinti a due pali o monopalo diventa essenziale per equilibrare i momenti.

Tipologie di fondazioni



Tipologie di fondazioni

Se i pali crescono in numero allora occorre adattare la forma del plinto

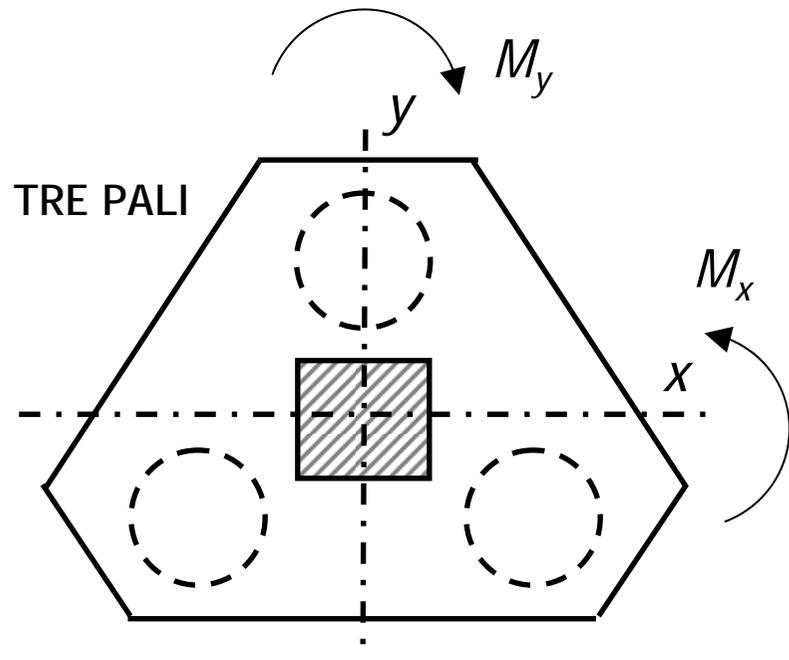


PLINTO SU QUATTRO PALI

Fornisce un buon vincolo per i momenti agenti nelle due direzioni

Fornisce un buon vincolo per i momenti agenti nelle due direzioni

Entrambi sono comunque collegati da cordoli di fondazione



PLINTO SU TRE PALI

Plinto di fondazione

I plinti di fondazione vengono utilizzati quando il terreno ha delle buone caratteristiche meccaniche.

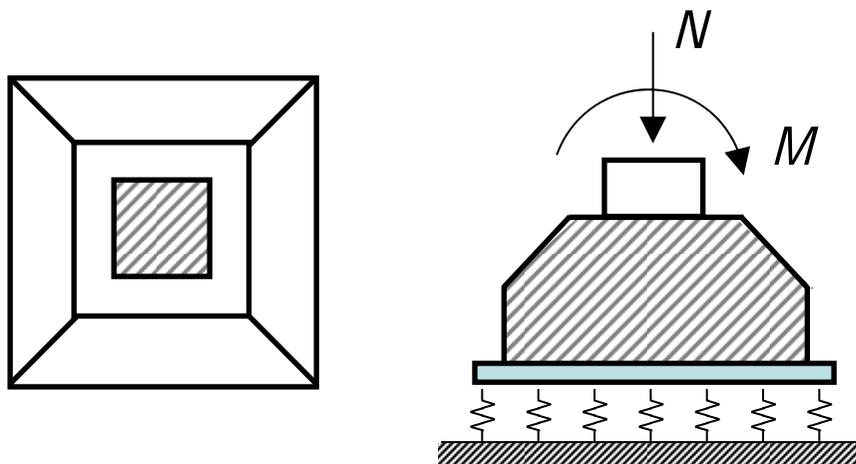
Uno dei maggiori problemi legati a questa tipologia di fondazione è il rischio di CEDIMENTI DIFFERENZIALI (i diversi plinti subiscono cedimenti differenti)

Nelle strutture iperstatiche i cedimenti differenziali inducono sollecitazioni sugli elementi strutturali.

Per limitare questo fenomeno si possono prevedere differenti classi di plinti, ovvero differenti aree di impronta, così da livellare la tensione che ogni plinto scarica sul terreno.

Normalmente le ghiaie e le sabbie si adattano bene alla fondazione su plinti.

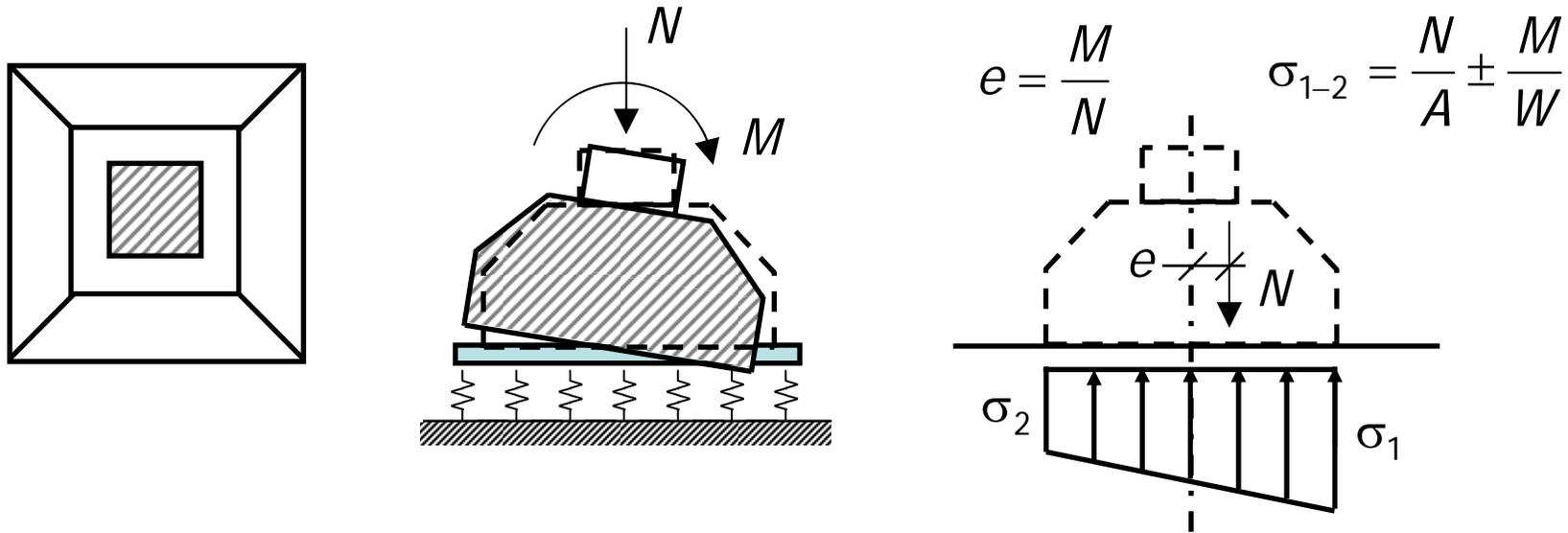
Il plinto è un elemento sufficientemente rigido ed idoneo alla trasmissione dei carichi.



Schematizziamo il terreno come un mezzo elastico → lo rappresentiamo con una serie di molle tra loro indipendenti

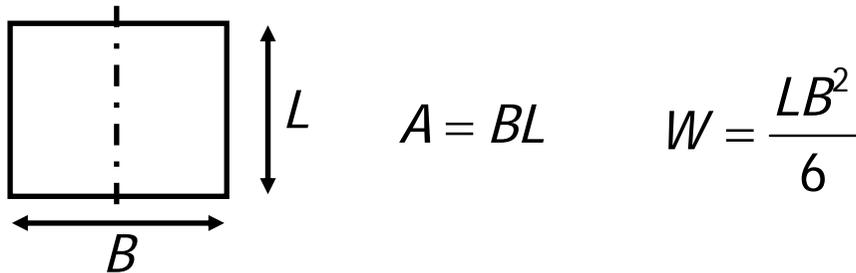
Plinto di fondazione

Essendo il plinto molto rigido, nell'ipotesi che la deformazione del plinto sia trascurabile rispetto a quella del terreno, possiamo calcolare lo stato tensionale sul terreno con la formula di Navier ipotizzando che la superficie di contatto si conservi piana.



A Area di impronta a terra del plinto

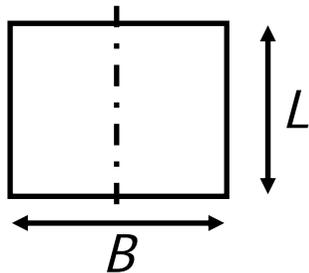
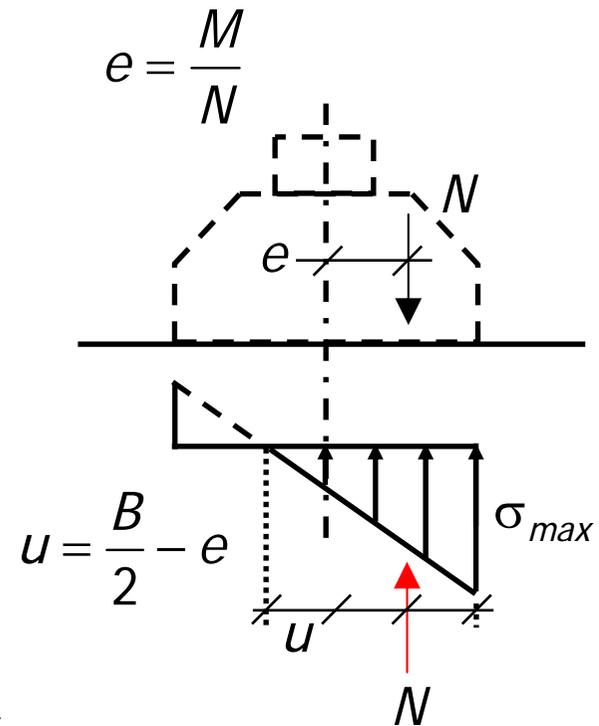
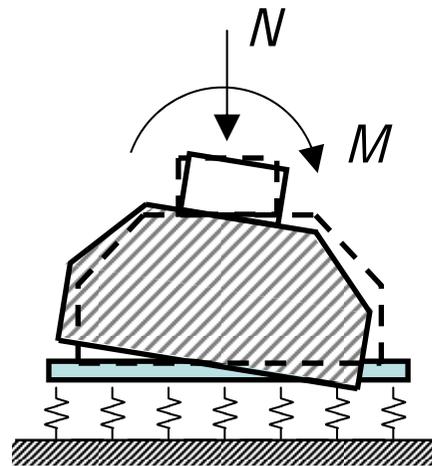
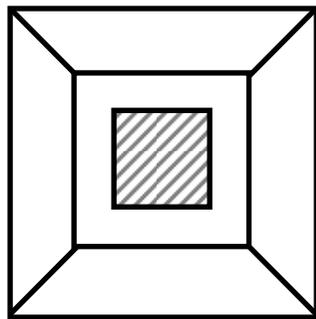
W Modulo resistente della sezione (area di impronta a terra)



Plinto di fondazione

Se l'eccentricità e è tale per cui il punto di applicazione di N cade fuori dal nocciolo centrale d'inerzia della sezione di base (area di impronta) allora la sezione è parzializzata essendo l'asse neutro interno alla sezione stessa.

Le molle costituiscono un vincolo monodirezionale non potendo opporsi a tensioni di trazione. Il plinto potrebbe subire un RIBALTAMENTO.

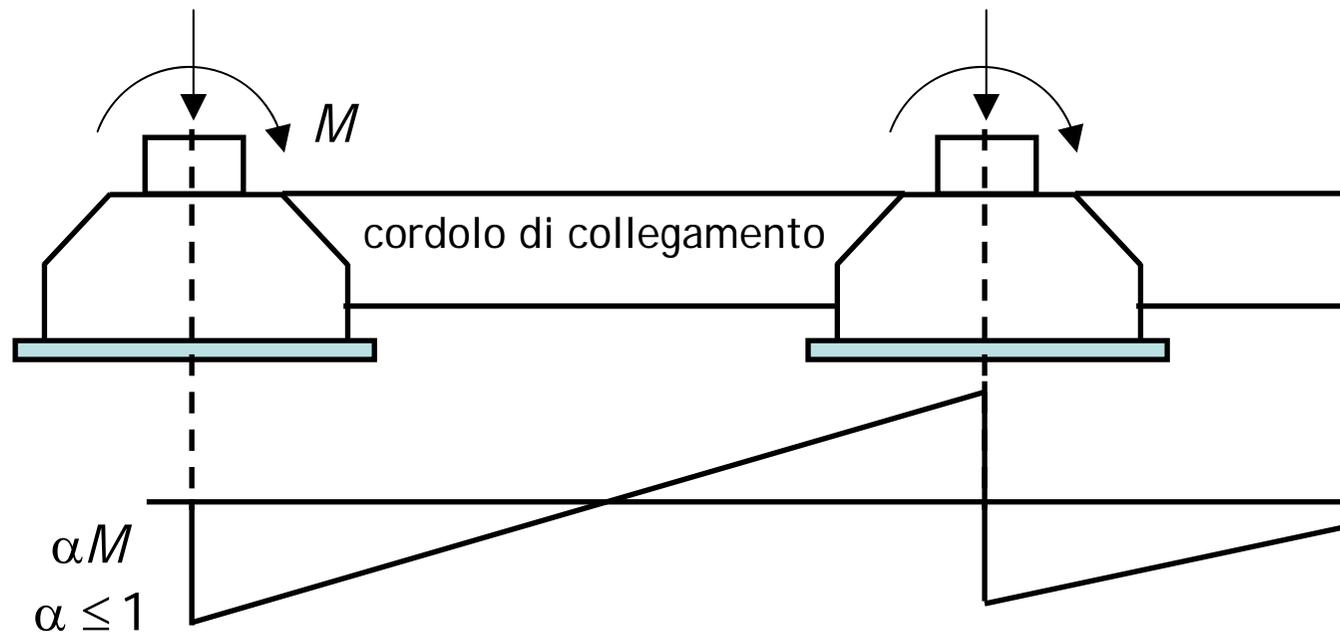


$$N = \sigma_{max} \frac{3uL}{2} \quad \sigma_{max} = \frac{2N}{3uL}$$

Plinto di fondazione

Se i cordoli di collegamento, disposti per limitare il problema dei cedimenti differenziali, hanno una rigidezza importante assorbono parte del momento flettente e dunque una aliquota minore si scarica sul plinto.

La sezione risulterà allora con buona probabilità non parzializzata.

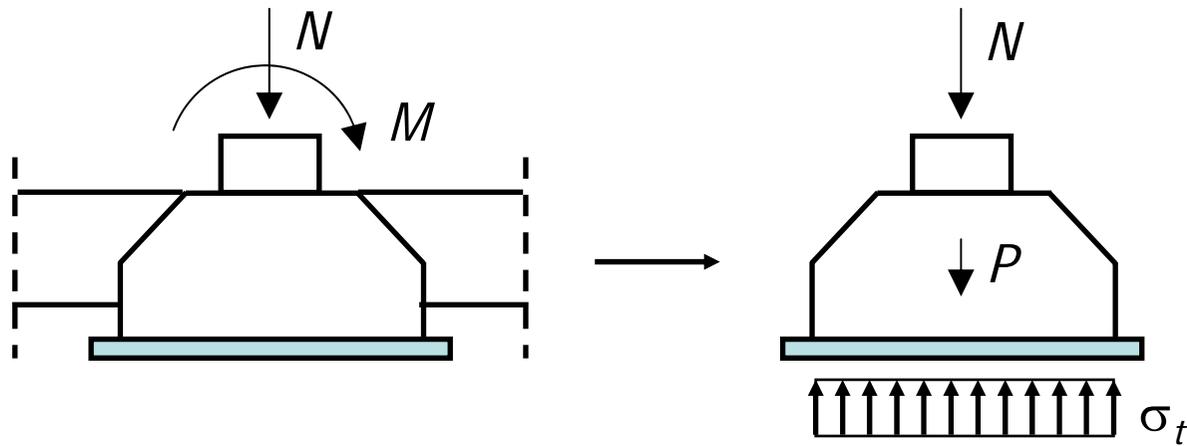


Il progetto del plinto può allora condursi ipotizzando che il momento flettente sia totalmente (o parzialmente) assorbito dal cordolo.

È possibile progettare il cordolo nei confronti del momento scaricato dal pilastro e considerare il plinto soggetto a forza assiale centrata.

Progetto del plinto quadrato

Ipotizziamo di affidare tutto il momento flettente al cordolo di collegamento → il plinto è soggetto a forza assiale centrata



Per l'equilibrio alla traslazione verticale

$$\sigma_t A = N + P$$

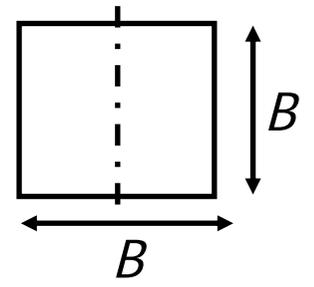
P peso proprio del plinto

Si vuole dimensionare inizialmente il plinto, ovvero l'area di base. In questa fase ancora non si conosce P

$$P = (0.05 \div 0.10)N$$

$$N + P = (1.05 \div 1.10)N$$

$$A = \frac{1.10 \cdot N}{\sigma_t}$$



Ponendo $\sigma_t = \sigma_{res}$

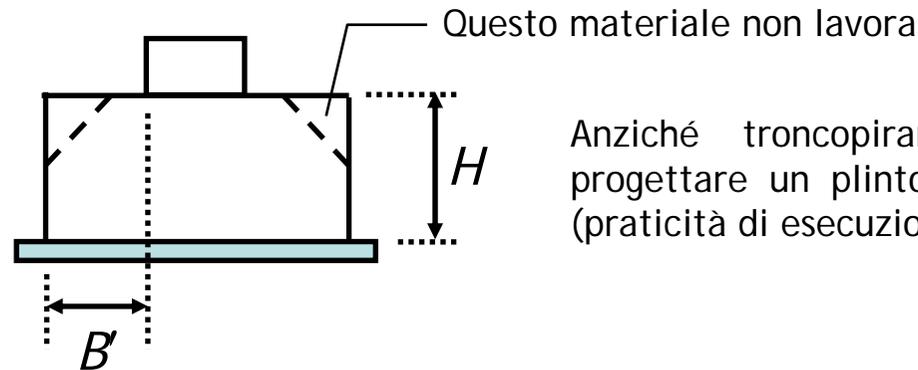
$$A = \frac{1.10 \cdot N}{\sigma_{res}}$$

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{\frac{1.10 \cdot N}{\sigma_{res}}}$$

Progetto del plinto quadrato

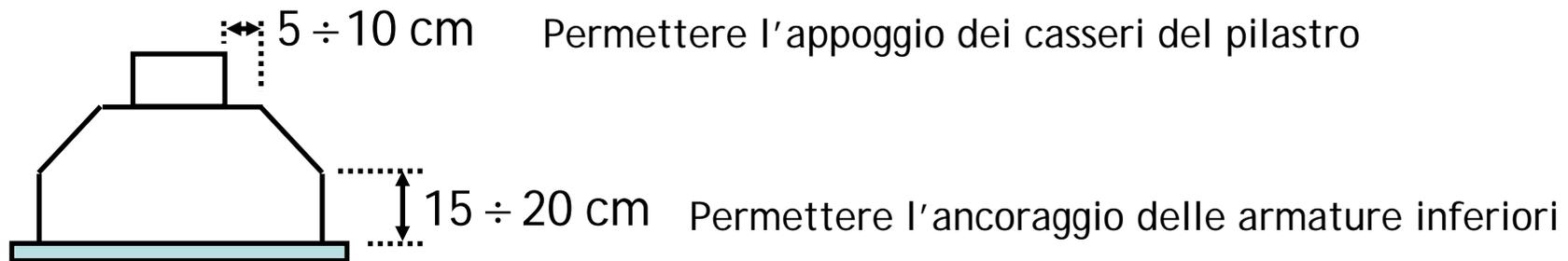
Determinata l'area di base si definisce l'altezza del plinto in modo tale da garantire che l'elemento rimanga di forma tozza.

$$\frac{H}{B'} = 1 \div 1.5$$



Anziché troncopiramidale si può anche progettare un plinto a sezione rettangolare (praticità di esecuzione)

Volendo ottimizzare il risparmio di materiali

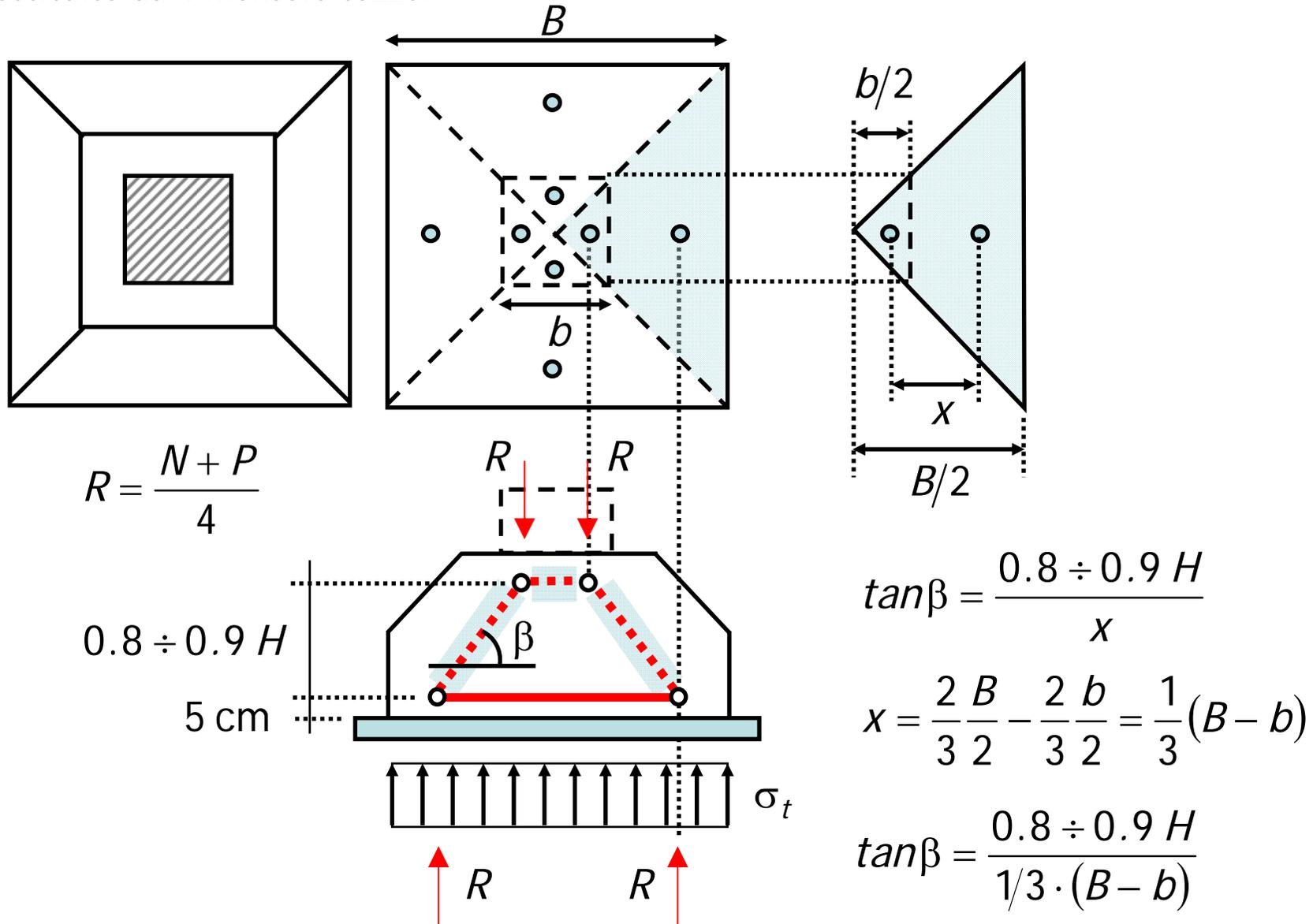


Conoscendo la reale geometria si passa al calcolo reale di P e si verifica

$$\sigma_t = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{res}$$

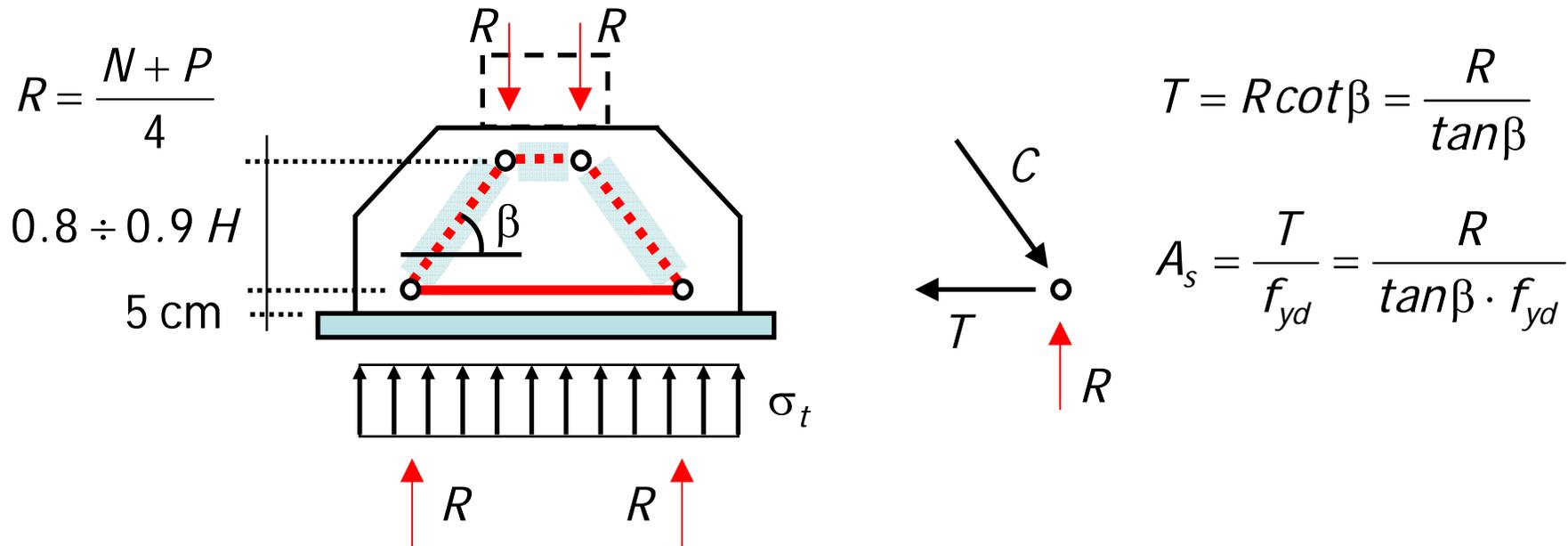
Progetto del plinto quadrato

Si procede dunque al calcolo delle armature schematizzando il plinto come un elemento costituito da 4 mensole tozze.



Progetto del plinto quadrato

Si procede dunque al calcolo delle armature schematizzando il plinto come un elemento costituito da 4 mensole tozze.



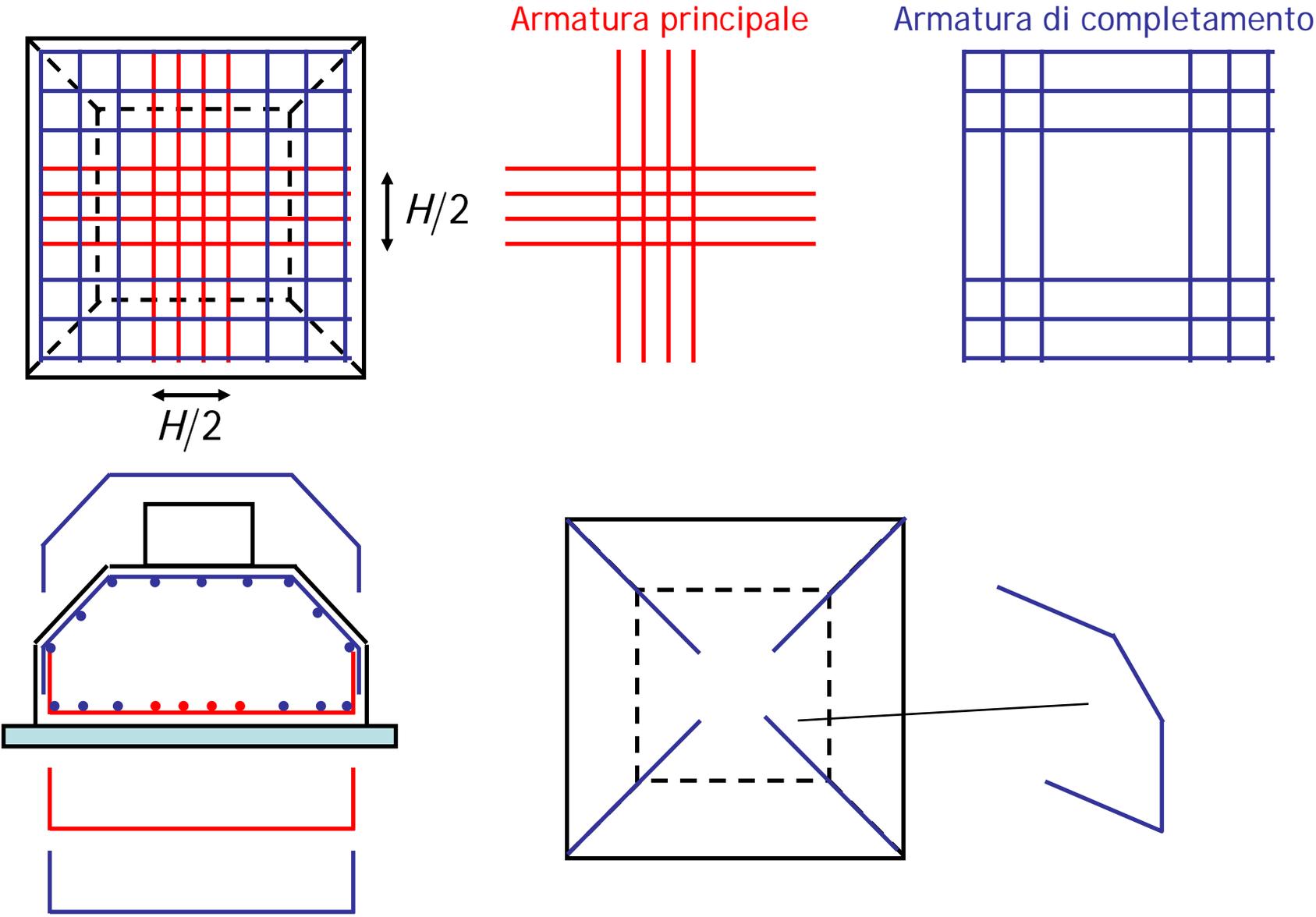
L'armatura determinata deve essere posizionata al di sotto del pilastro in una fascia pari a circa $H/2$.

Al di fuori di questa fascia si posizionano altre barre dello stesso diametro (armatura di completamento in maniera che l'interasse delle barre stesse non superi i 20 cm).

Il diametro minimo delle armature in fondazione può essere $\phi 12$, $\phi 14$ dato che l'ambiente in cui si trovano è per definizione "aggressivo".

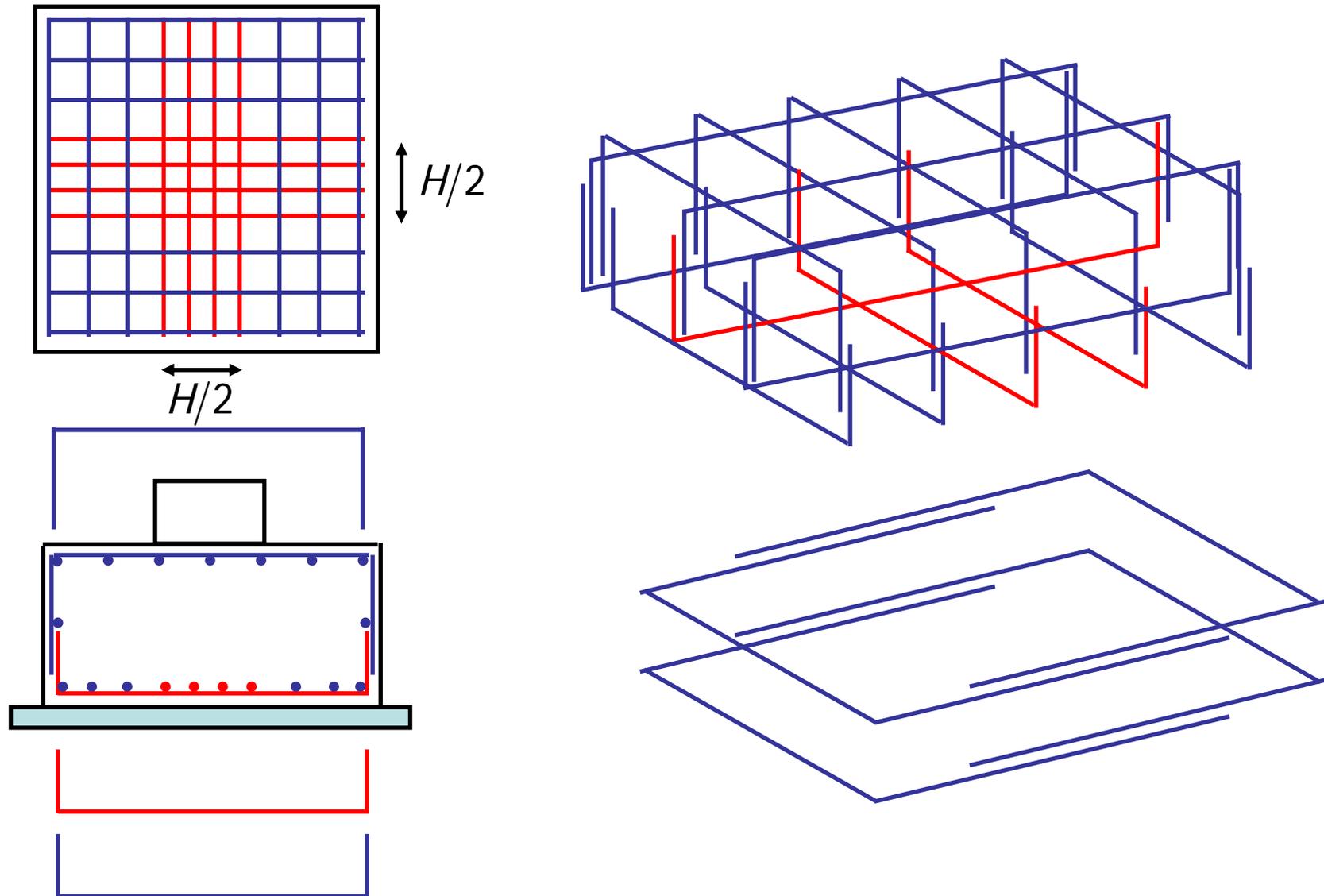
Per questo ultimo motivo si potrebbe progettare utilizzando $f_{yd}^* = 0.8 f_{yd}$

Disposizione delle armature



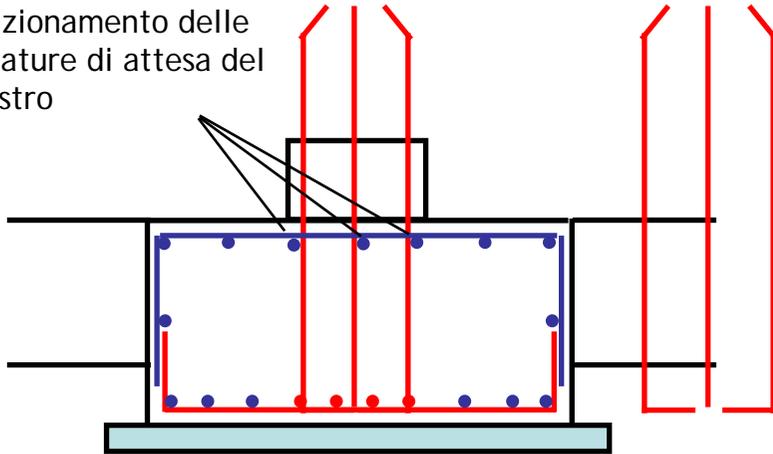
Disposizione delle armature

Se il plinto è di fatto un parallelepipedo risulta ancora più semplice organizzare l'armatura

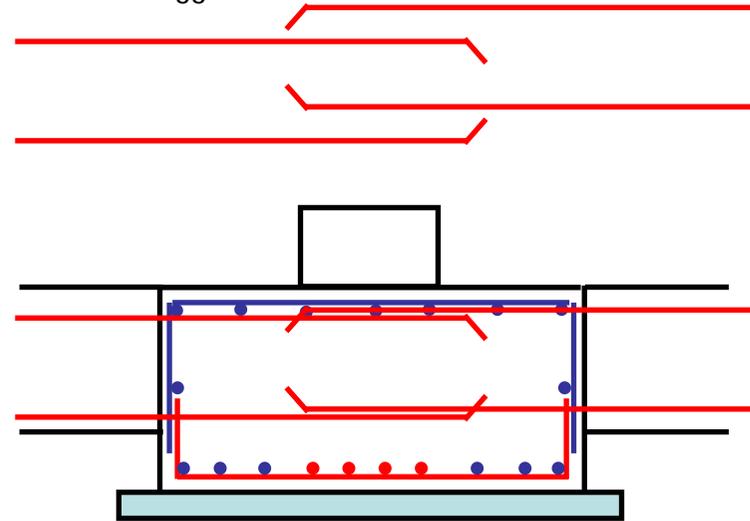


Disposizione delle armature

Favoriscono il posizionamento delle armature di attesa del pilastro

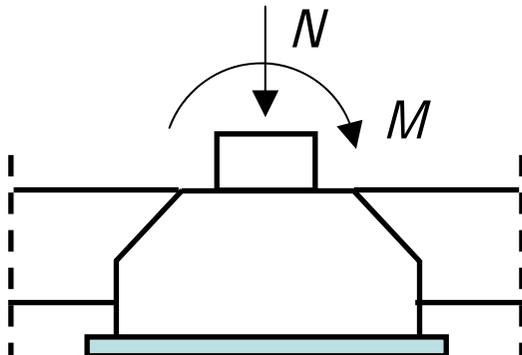


Armature del cordolo prolungate fin sotto il pilastro dove la compressione favorisce l'ancoraggio

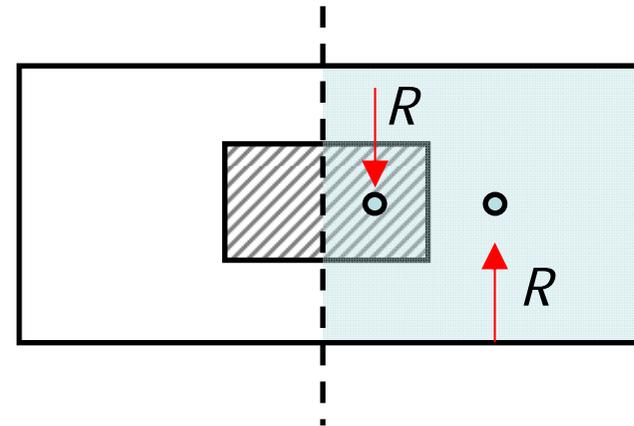


Progetto del plinto rettangolare

Valgono le stesse considerazioni qualitative nell'ipotesi però di considerare il plinto costituito da due mensole tozze.



$$R = \frac{N + P}{2}$$

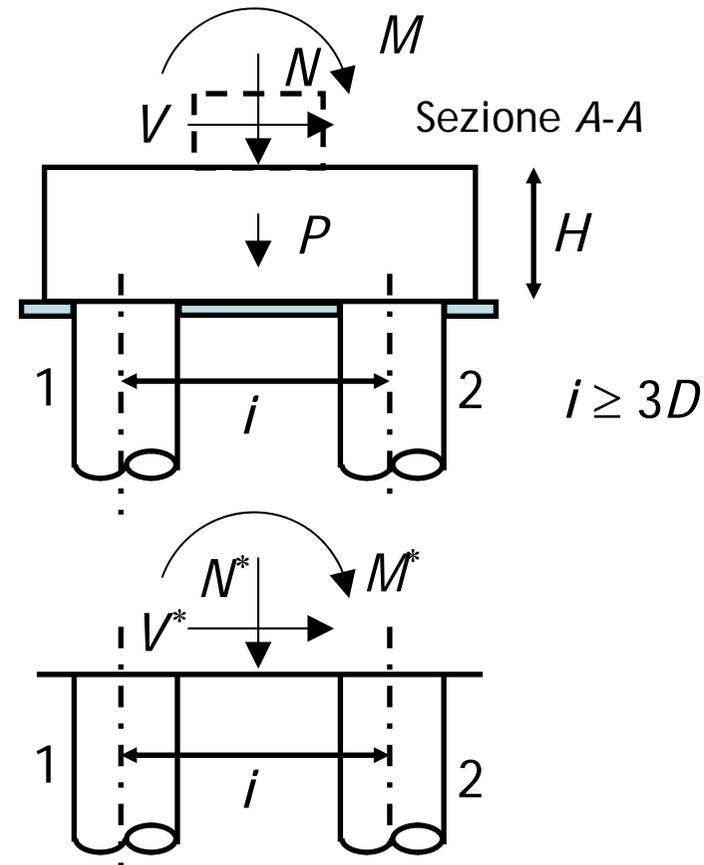
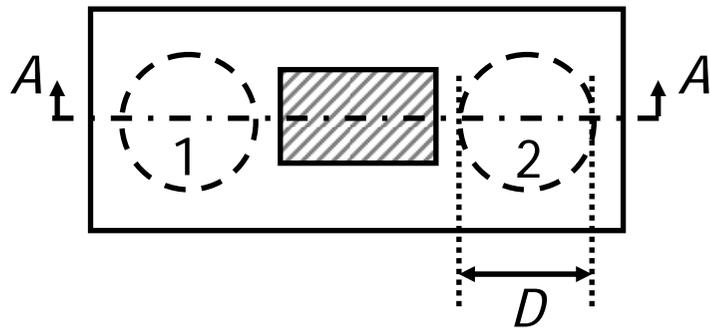


Progetto del plinto su due pali

I plinti su pali hanno un compito strutturale più importante.

Il momento in questo caso non lo affidiamo al cordolo dato che la rotazione del plinto è impedita dai pali → il momento determina incremento o decremento delle forze assiali sui pali.

I pali vanno disposti ad interasse maggiore o uguale di 3 diametri al fine di limitare l'effetto gruppo



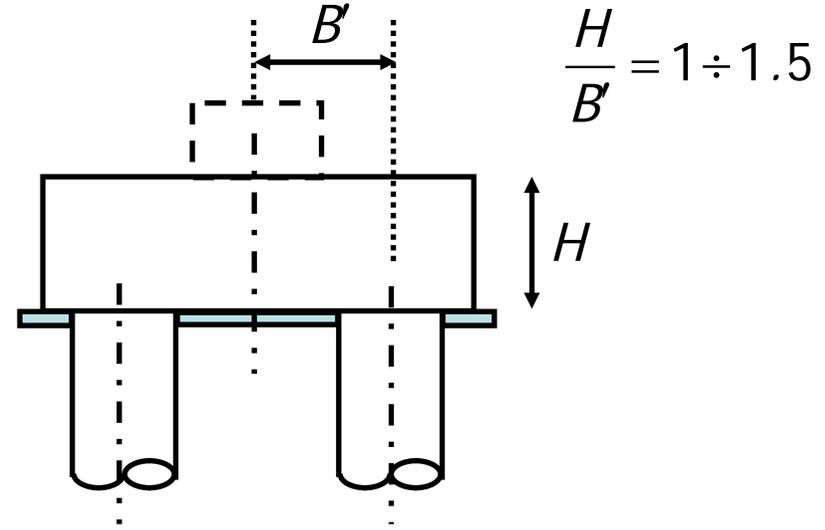
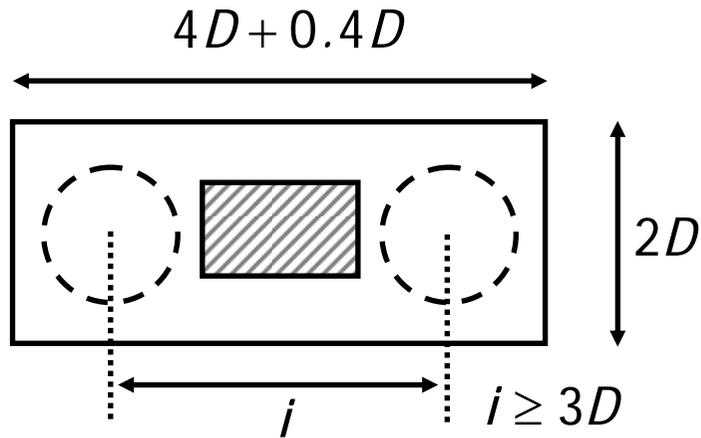
Si riporta il sistema di sollecitazioni agenti alla testa dei pali col fine ultimo di determinare la forza assiale sui pali.

$$N^* = N + P$$

$$V^* = V$$

$$M^* = M + VH$$

Progetto del plinto su due pali



La forza orizzontale viene assorbita in egual misura dai due pali per cui

$$V_1 = V_2 = V^*/2$$

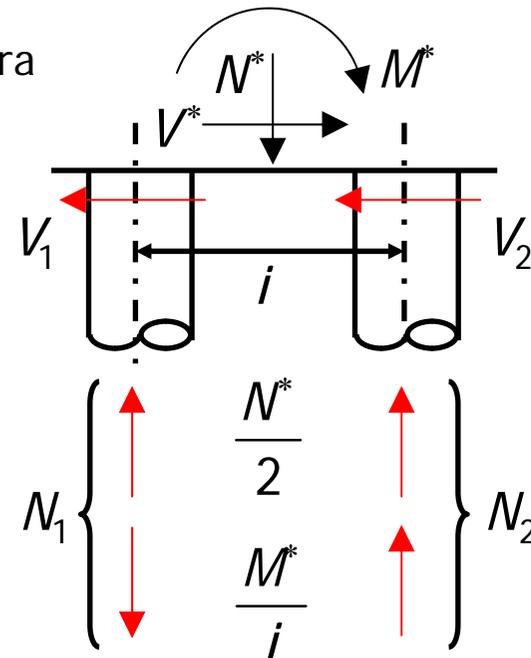
OSS 1: il taglio induce momento sui pali

La forza assiale sui pali si valuta dalle espressioni

$$N_1 = \frac{N^*}{2} - \frac{M^*}{i}$$

OSS 1: il momento induce forza assiale sui pali

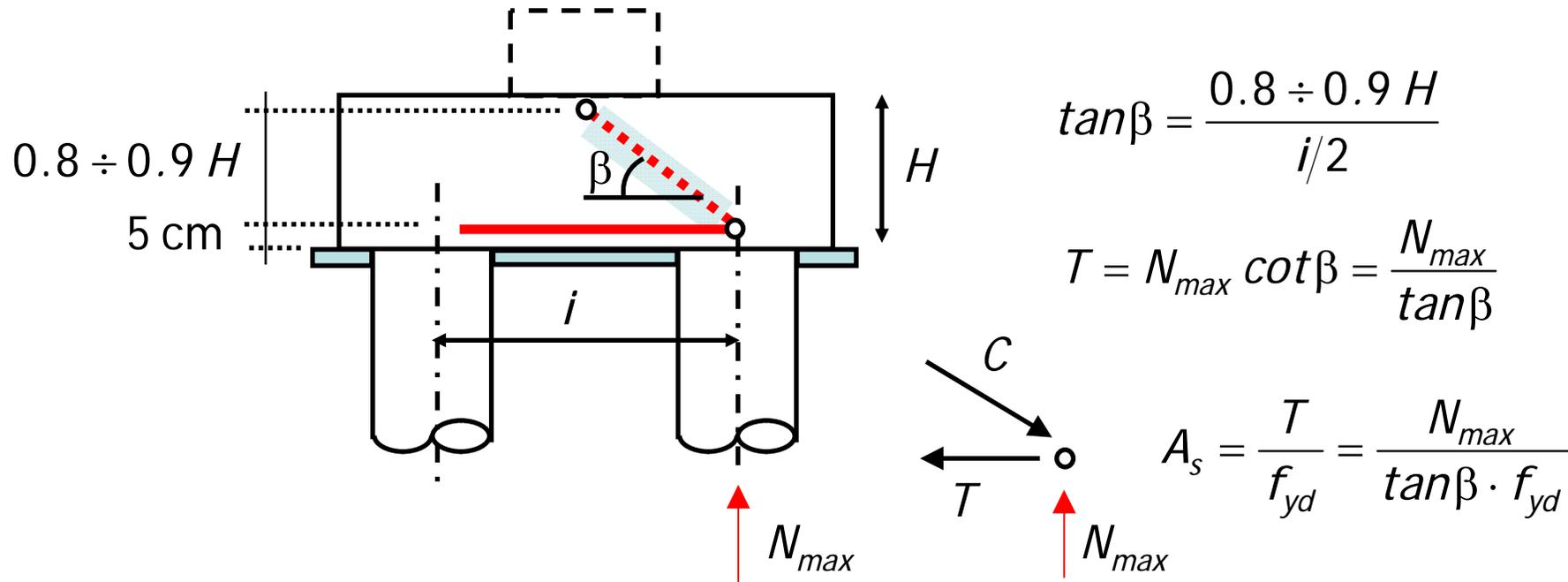
$$N_2 = \frac{N^*}{2} + \frac{M^*}{i}$$



Con il valore massimo della forza assiale si eseguirà la verifica geotecnica del palo.

Progetto del plinto su due pali

Per determinare l'armatura del plinto si ragiona al solito con modelli tirante-puntone considerando la massima forza assiale sui pali come carico al traliccio.

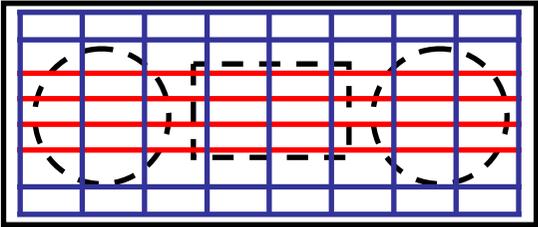


Tenuto conto dell'ambiente in cui le barre si trovano si può adottare una tensione ridotta

$$f_{yd}^* = 0.8 f_{yd}$$

L'armatura di calcolo va posizionata nella parte inferiore del plinto al di sopra dei pali

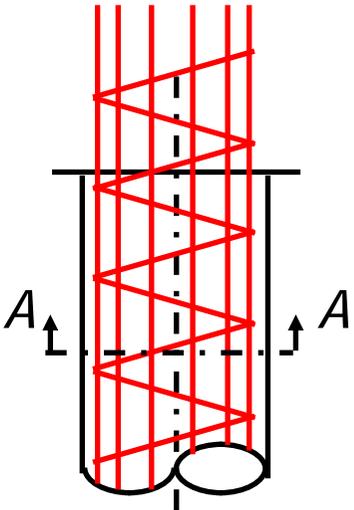
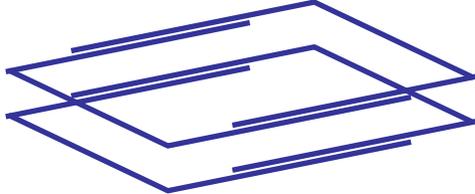
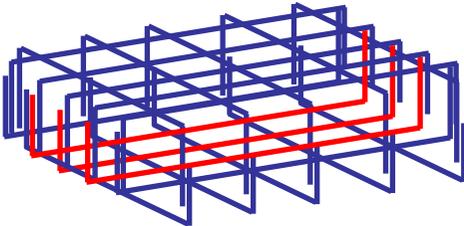
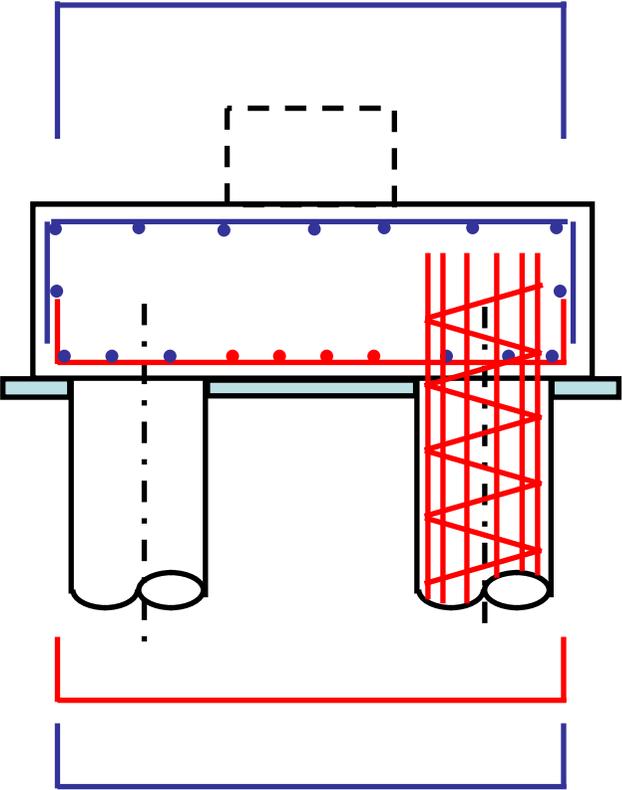
Disposizione delle armature



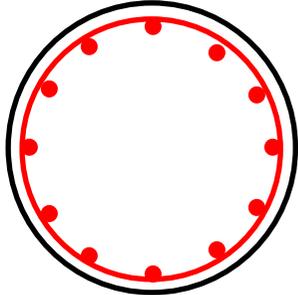
Armatura principale

Armatura di completamento

Valgono le stesse considerazioni in merito alla disposizione dell'armatura complementare

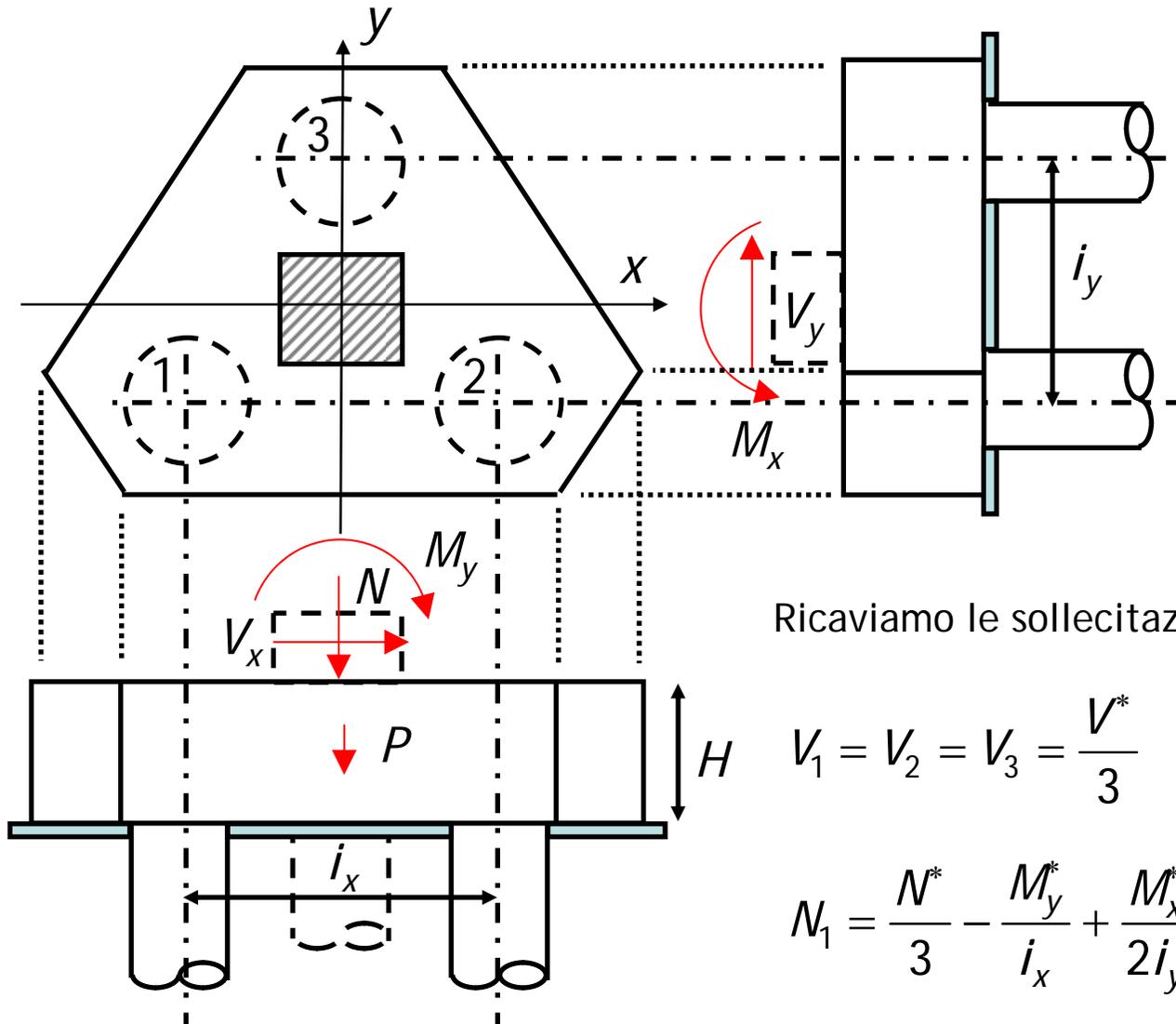


Sezione A-A



Progetto del plinto su tre pali

Consideriamo il più generico sistema di azioni sollecitanti.



Sistema di sollecitazioni agenti alla testa dei pali:

$$N^* = N + P$$

$$V^* = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$$

$$M_x^* = M_x - V_y H$$

$$M_y^* = M_y + V_x H$$

Ricaviamo le sollecitazioni sui pali

$$V_1 = V_2 = V_3 = \frac{V^*}{3}$$

$$N_2 = \frac{N^*}{3} + \frac{M_y^*}{i_x} + \frac{M_x^*}{2i_y}$$

$$N_1 = \frac{N^*}{3} - \frac{M_y^*}{i_x} + \frac{M_x^*}{2i_y}$$

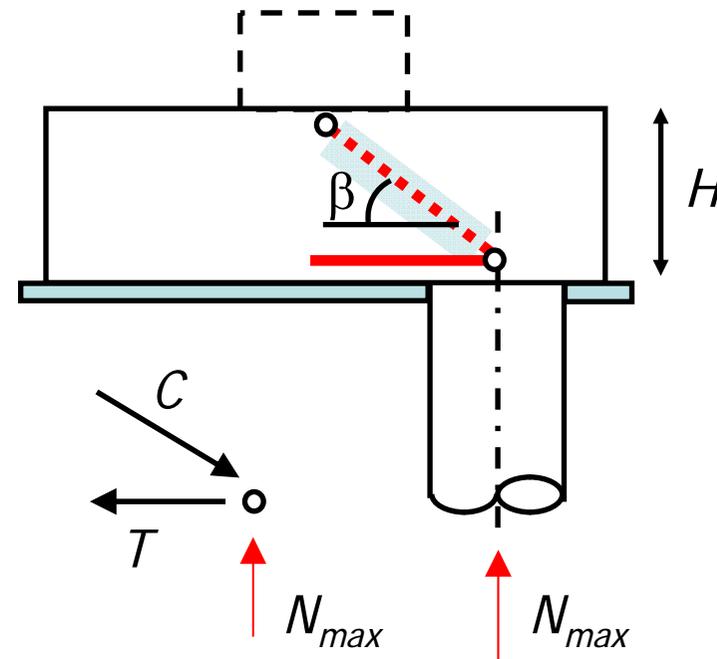
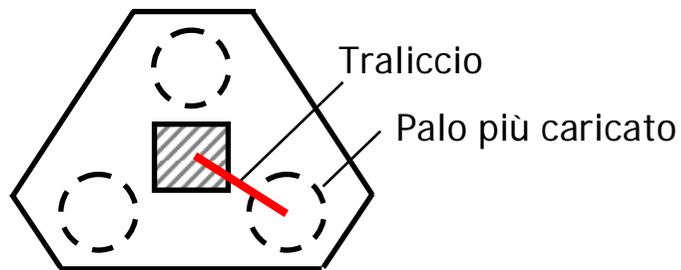
$$N_3 = \frac{N^*}{3} - \frac{M_x^*}{i_y}$$

Progetto del plinto su tre pali

Si effettuano le verifiche geotecniche sul palo con il valore

$$N = \max\{N_1, N_2, N_3\}$$

Si calcolano le armature ipotizzando un modello resistente tiranti-puntoni

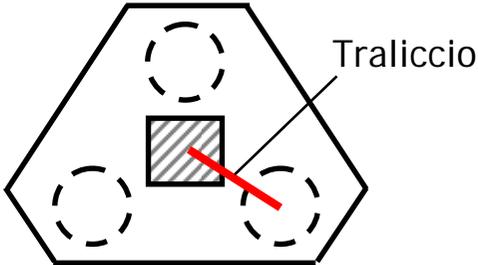


$$T = N_{max} \cot \beta = \frac{N_{max}}{\tan \beta}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{N_{max}}{\tan \beta \cdot f_{yd}}$$

$$f_{yd}^* = 0.8 f_{yd}$$

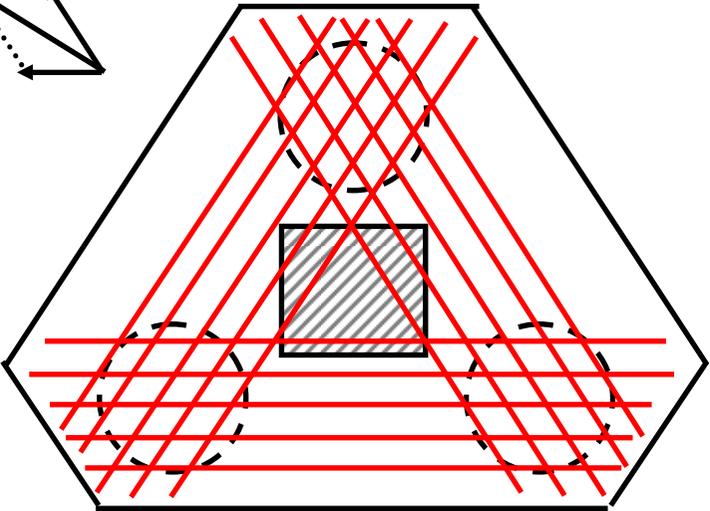
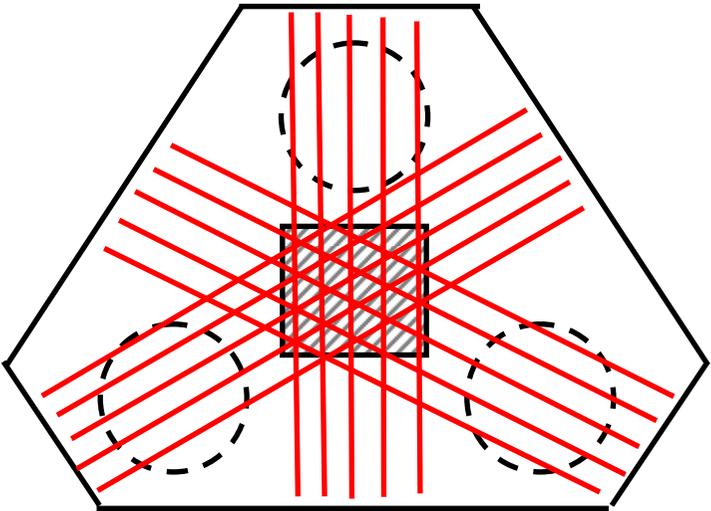
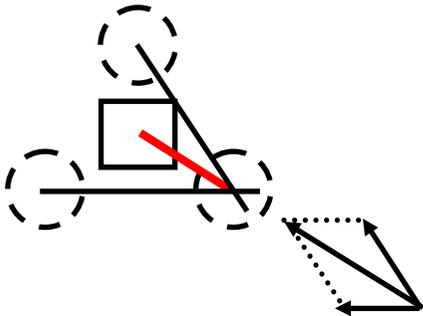
Disposizione delle armature



Armatura principale

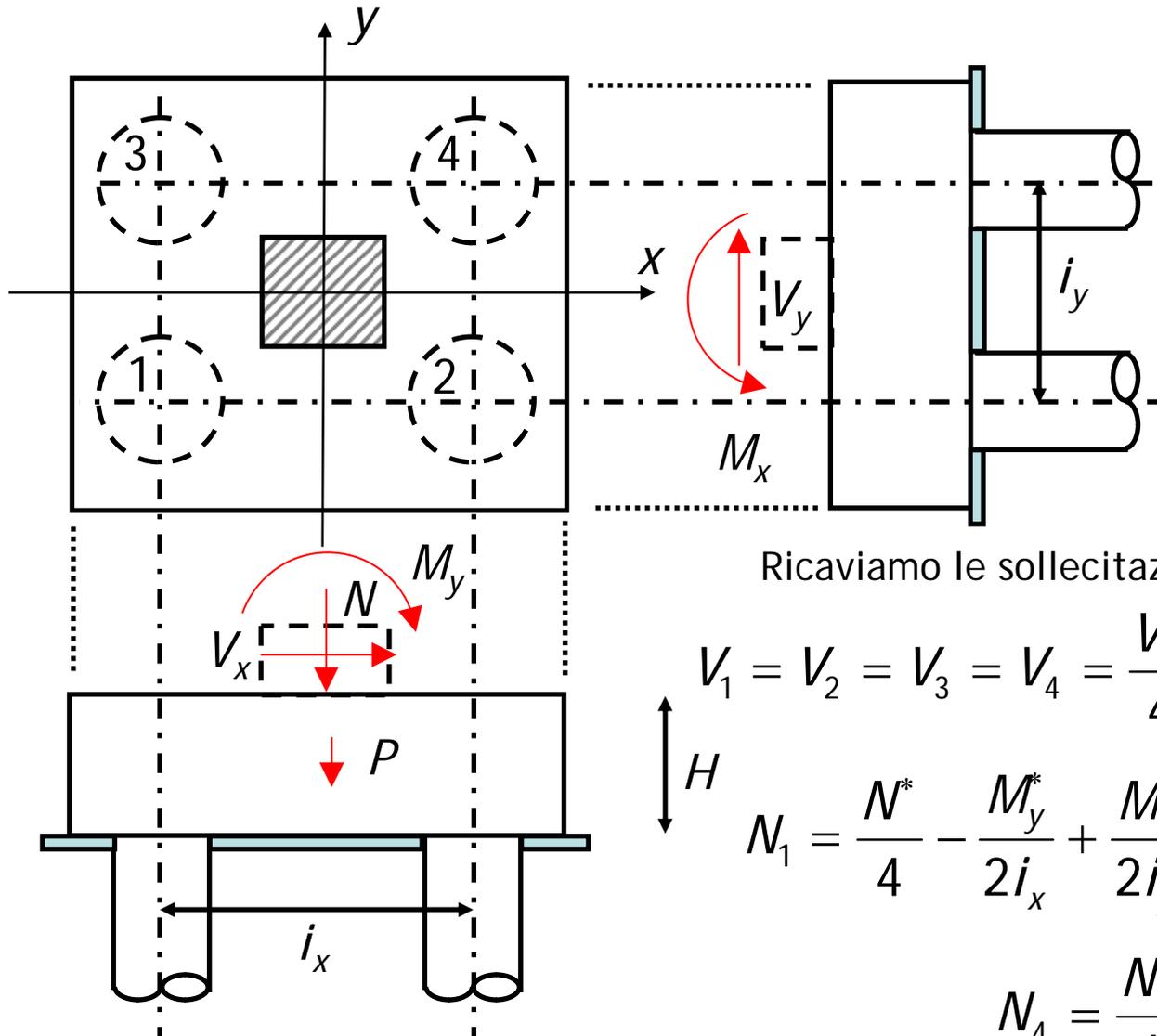
Armatura di completamento

Valgono le considerazioni fatte per gli altri casi



Progetto del plinto su quattro pali

Consideriamo il più generico sistema di azioni sollecitanti.



Sistema di sollecitazioni agenti alla testa dei pali:

$$N^* = N + P$$

$$V^* = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$$

$$M_x^* = M_x - V_y H$$

$$M_y^* = M_y + V_x H$$

Ricaviamo le sollecitazioni sui pali

$$V_1 = V_2 = V_3 = V_4 = \frac{V^*}{4}$$

$$N_2 = \frac{N^*}{4} + \frac{M_y^*}{2i_x} + \frac{M_x^*}{2i_y}$$

$$N_1 = \frac{N^*}{4} - \frac{M_y^*}{2i_x} + \frac{M_x^*}{2i_y}$$

$$N_3 = \frac{N^*}{4} - \frac{M_y^*}{2i_x} - \frac{M_x^*}{2i_y}$$

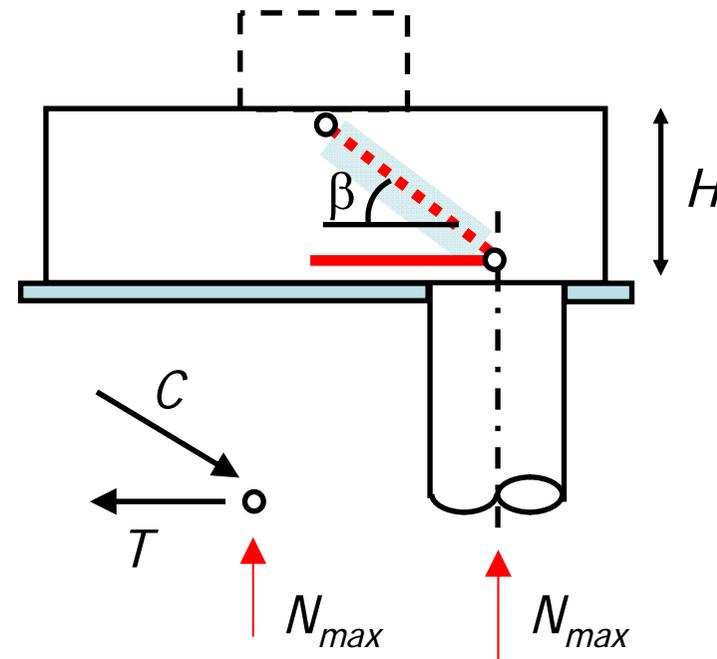
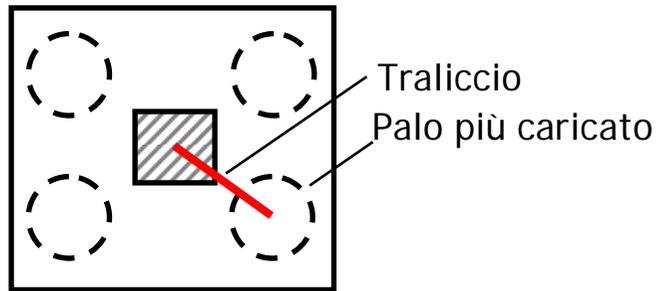
$$N_4 = \frac{N^*}{4} + \frac{M_y^*}{2i_x} - \frac{M_x^*}{2i_y}$$

Progetto del plinto su quattro pali

Si effettuano le verifiche geotecniche sul palo con il valore

$$N = \max\{N_1, N_2, N_3, N_4\}$$

Si calcolano le armature ipotizzando un modello resistente tiranti-puntoni

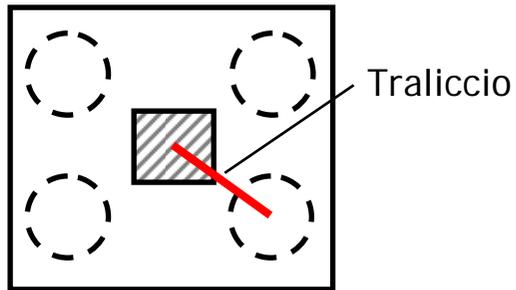


$$T = N_{max} \cot \beta = \frac{N_{max}}{\tan \beta}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{N_{max}}{\tan \beta \cdot f_{yd}}$$

$$f_{yd}^* = 0.8 f_{yd}$$

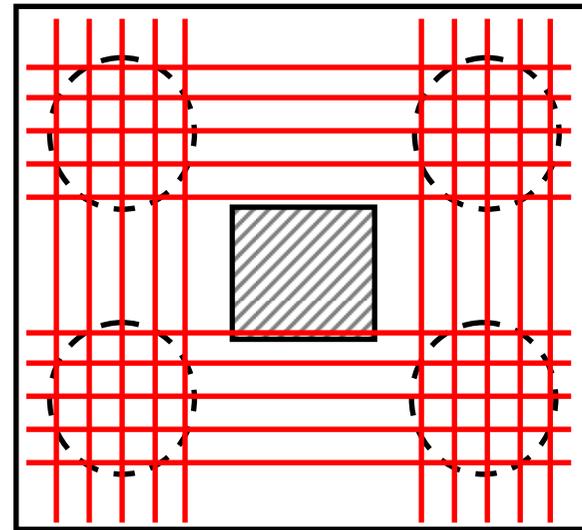
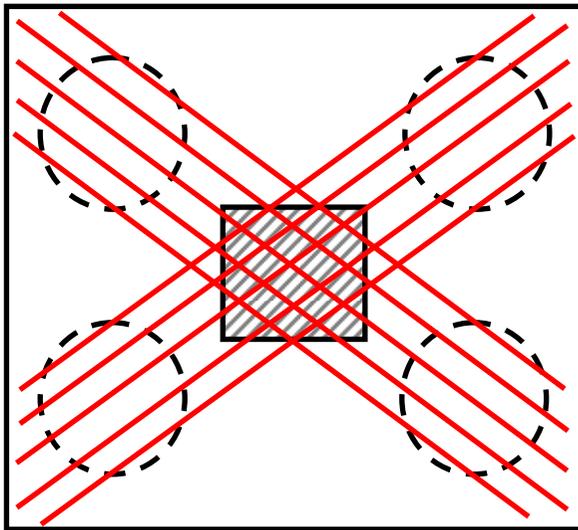
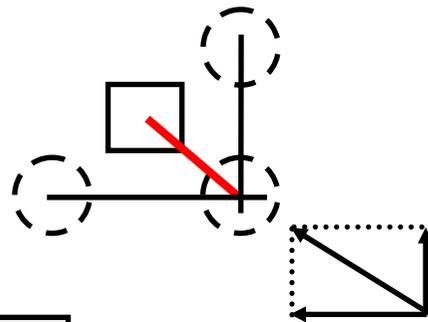
Disposizione delle armature



Armatura principale

Armatura di completamento

Valgono le considerazioni fatte per gli altri casi



Cordoli di fondazione

Le seguenti vogliono costituire indicazioni più che riferimenti normativi.

Se necessari per equilibrare il momento sono progettati a tensoflessione

$$M_{Sd}^{cord} = M_{Sd}^{pil}$$

$$N_{Sd}^{cord} = \frac{N_{Sd}^{pil}}{10} \text{ di trazione} \qquad N_{Sd}^{pil} = \max\{N_{Sd}^{pil-1}, N_{Sd}^{pil-2}\}$$

La Normativa italiana fornisce indicazioni precise per la valutazione delle sollecitazioni di progetto dei collegamenti orizzontali tra le fondazioni.

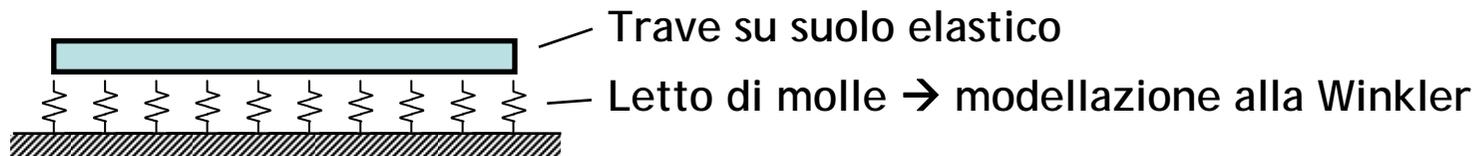
Queste indicazioni riguardano la progettazione in zona sismica e quindi non sono oggetto del presente corso.

Trave rovescia di fondazione

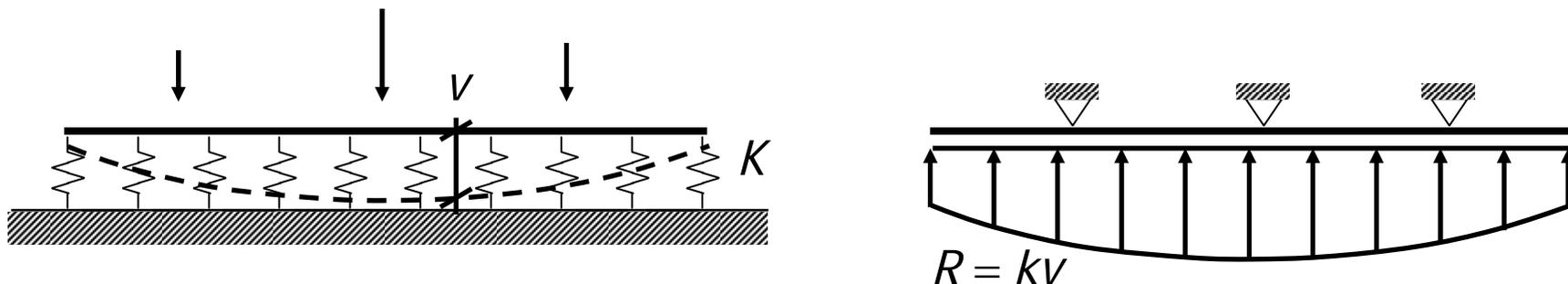
L'aggettivo rovescia deriva dalla condizione di carico cui la trave è soggette: il carico è costituito dalle reazioni del terreno e gli appoggi sono rappresentati dai pilastri.

La reazione del terreno è proporzionale agli spostamenti subiti dalla trave. Schematizzando il terreno come un letto di molle tra loro indipendenti (modellazione alla Winkler) ogni molla fornisce una reazione proporzionale tramite K allo spostamento subito indipendentemente dallo spostamento delle molle adiacenti.

Non si affronterà il problema della TRAVE SU SUOLO ELASTICO e ci si limiterà ad alcune osservazioni qualitative.



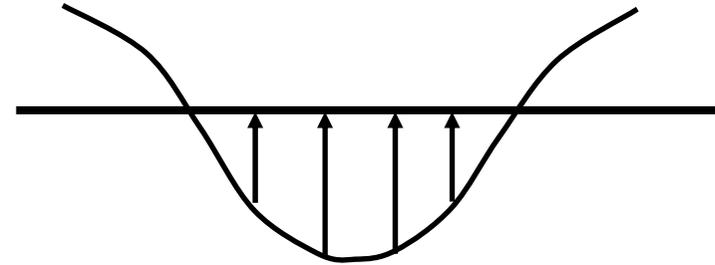
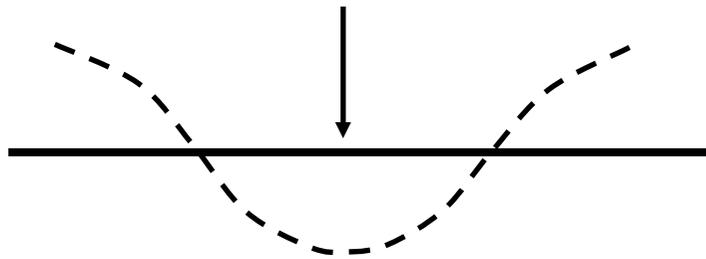
La reazione del terreno è proporzionale agli spostamenti della trave:



Trave rovescia di fondazione

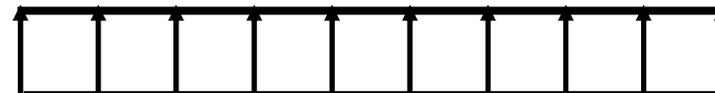
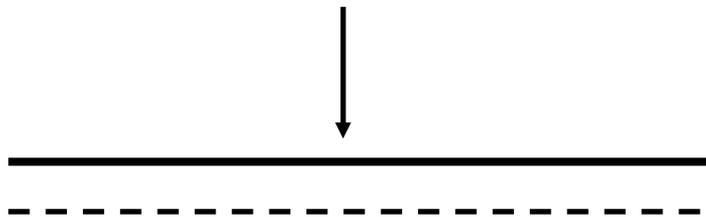
SE LA TRAVE È DEFORMABILE → AVREI UNA DISTRIBUZIONE DEGLI SFORZI NON LINEARE CON CONCENTRAZIONE AL DI SOTTO DEI PILASTRI DOVE LE DEFORMAZIONI SONO MAGGIORI

Al limite $EJ \rightarrow 0$



SE LA TRAVE È RIGIDA → LA DISTRIBUZIONE DEGLI SFORZI TENDE AD UN ANDAMENTO LINEARE PERCHÈ LA TRAVE RUOTA E TRASLA RIGIDAMENTE DIFFONDENDO LE DEFORMAZIONI.

Al limite $EJ \rightarrow \infty$



Trave rovescia di fondazione

Occorre inoltre precisare che in generale la deformabilità della trave di fondazione è influenzata anche dalla rigidità della sovrastruttura: la fondazione per potersi deformare deve confrontarsi con la rigidità delle travi e delle tamponature sovrastanti.

Lo studio delle travi di fondazione può avvenire in accordo ai seguenti approcci:

- 1 Le strutture di fondazione (travi rovesce) vengono modellate unitamente alla sovrastruttura operando una opportuna schematizzazione del terreno (e.g. modellazione alla Winkler).
- 2 La sovrastruttura e le fondazioni vengono studiate separatamente. Si determinano le reazioni vincolari alla base della struttura supposta incastrata alla base e si applicano queste reazioni alle travi di fondazioni modellate come travi su suolo elastico (schematizzazione del terreno alla Winkler).
- 3 La sovrastruttura e le fondazioni vengono studiate separatamente. Si determinano le reazioni vincolari alla base della struttura supposta incastrata alla base e si applicano queste reazioni alle travi di fondazioni modellate come travi appoggi fissi.

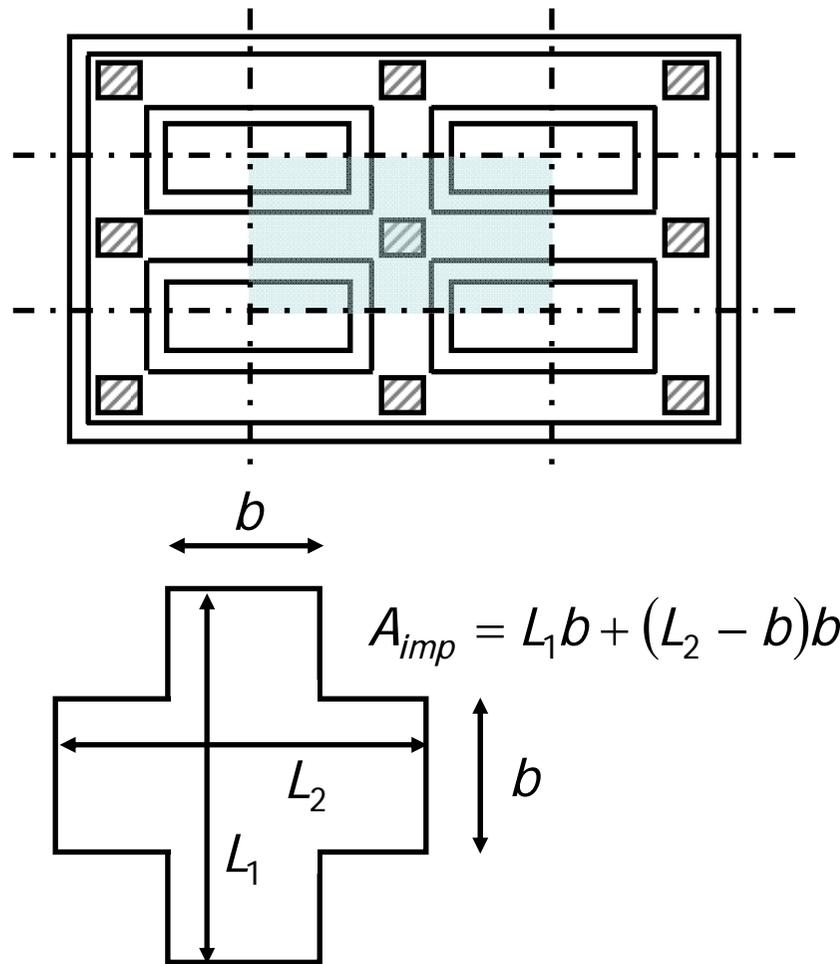
IPOTESI DI TRAVE INFINITAMENTE RIGIDA

**VANTAGGIO DI STATICA NEL CALCOLO
DELLE SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE**

**LOCALMENTE LE TENSIONI SUL TERRENO
POTREBBERO ESSERE SOTTOSTIMATE**

Progetto della trave rovescia di fondazione

Ci si riferisce nel seguito al progetto di una trave rovescia estratta da un graticcio di travi essendo l'applicazione del processo di calcolo semplicemente riconducibile al caso di travi monodirezionali.



Occorre innanzitutto determinare la geometria della trave, a partire dalla larghezza della trave.

In generale la larghezza è costante per tutte le travi di fondazione presenti nella struttura.

Per ogni pilastro si individua l'area di influenza in funzione della larghezza della trave.

$$\sigma_t A_{imp} = N + P$$

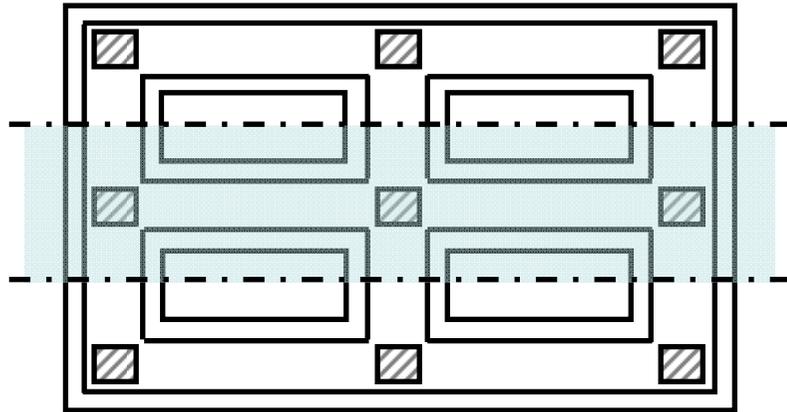
$$P \cong 1.10 \cdot N$$

$$A_{imp} = \frac{N + P}{\sigma_t}$$

$$A_{imp,min} = \frac{N + P}{\sigma_{res}}$$

Progetto della trave rovescia di fondazione

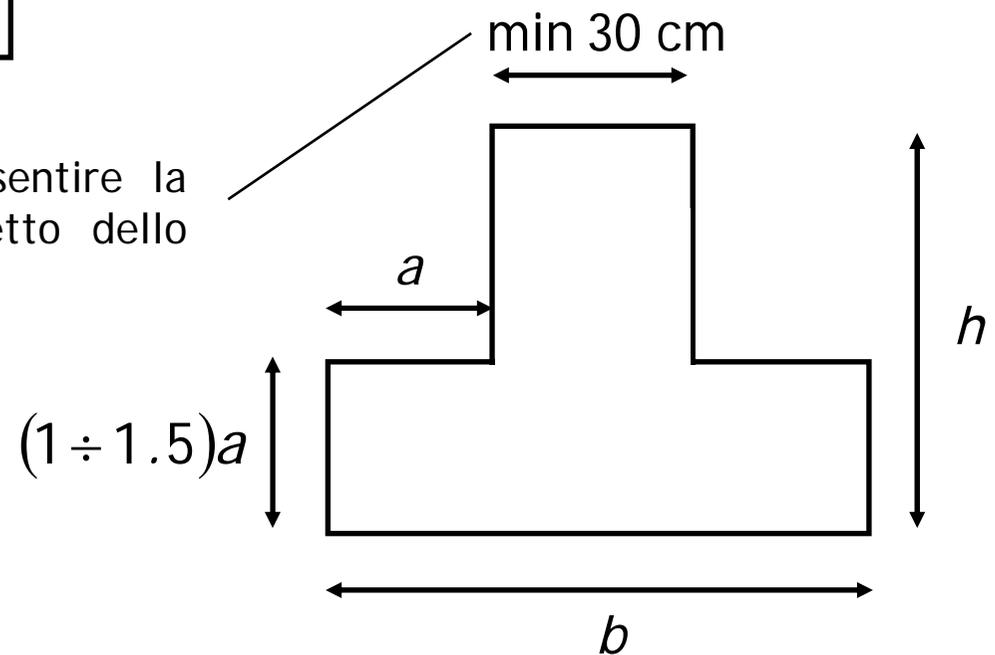
Per quanto riguarda l'altezza della trave si assume, al fine di garantire che la trave sia molto più rigida del terreno ed abbia la possibilità di diffondere il carico,



$$h = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{6} \right) L$$

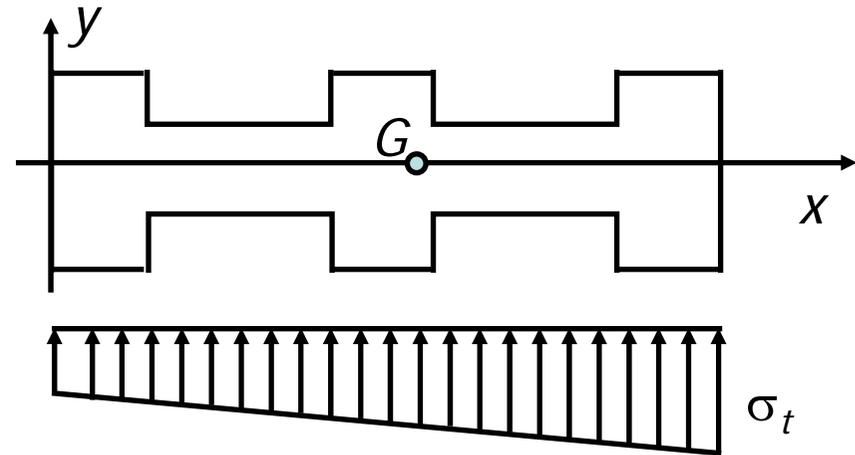
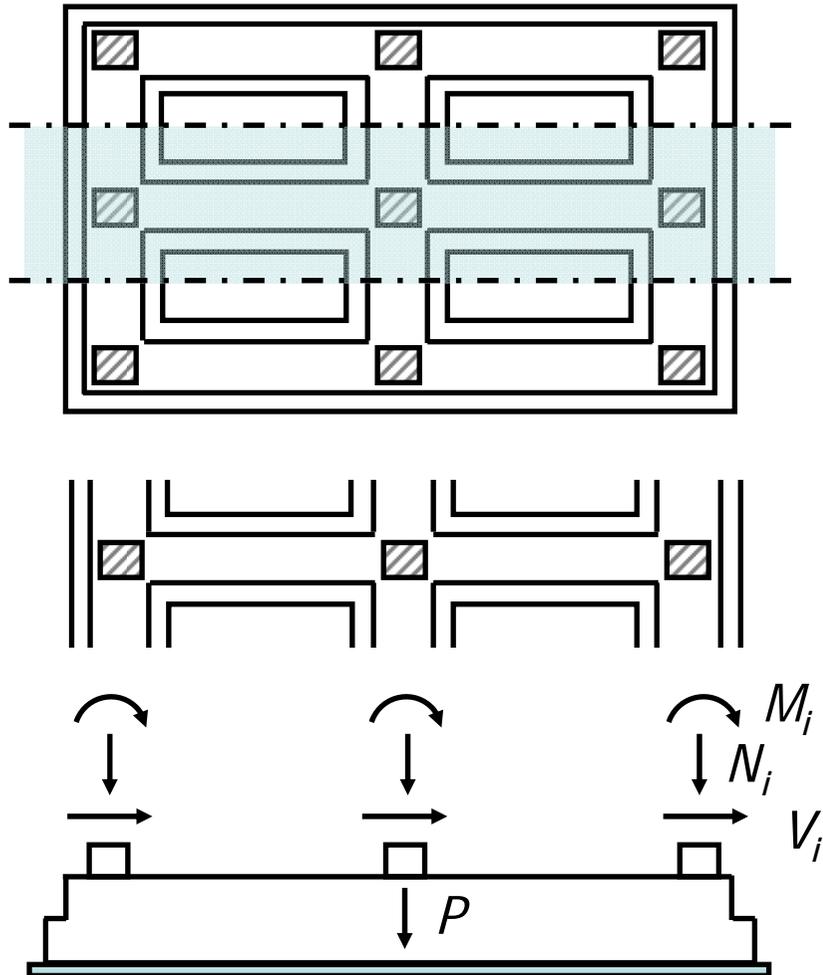
Si stabilisce inoltre la restante geometria sulla base delle indicazioni seguenti

Deve contenere il pilastro e consentire la disposizione dei casseri per il getto dello stesso



Progetto della trave rovescia di fondazione

A questo punto si passa alla verifica geotecnica, ovvero al calcolo delle reazioni sul terreno (indispensabili al fine di determinare il carico sulla trave).



$$\sigma_t(x) = \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{J_{y_G}}(x - x_G)$$

N^* Riferito alla sezione di base della trave

M^* Riferito alla sezione di base rispetto al baricentro G

G Se la sezione ha doppia simmetria si trova facilmente all'intersezione dei due assi di simmetria.

Progetto della trave rovescia di fondazione

Altrimenti si trova il baricentro geometrico della sezione di interfaccia col terreno

$$x_G = \frac{S_y}{A}$$

S_y Momento statico della sezione di area A rispetto all'asse y
 A Area della sezione (area di impronta)

Si calcolano inoltre

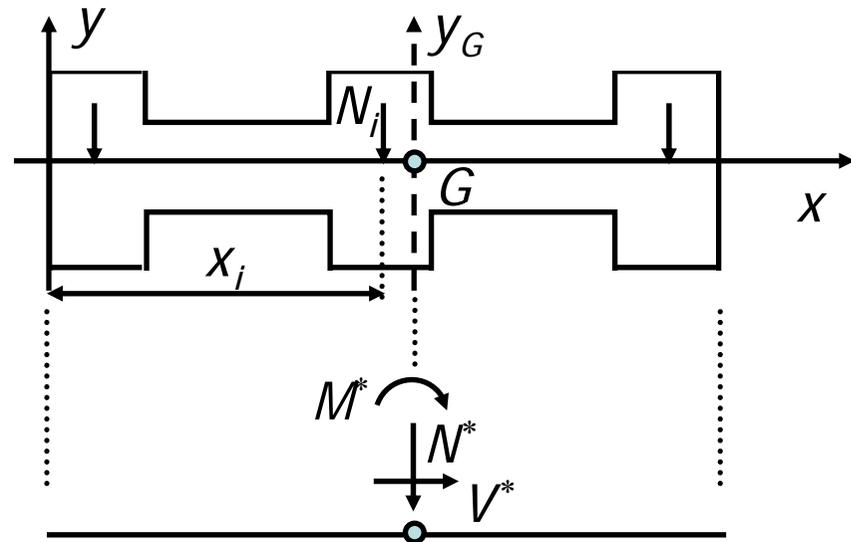
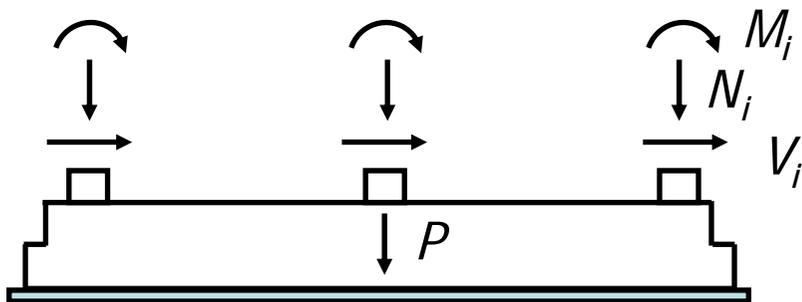
$$N^* = P + \sum_{i=1}^n N_i$$

Nell'ipotesi che la trave è a sezione costante P è uniformemente distribuito lungo l'asse della trave

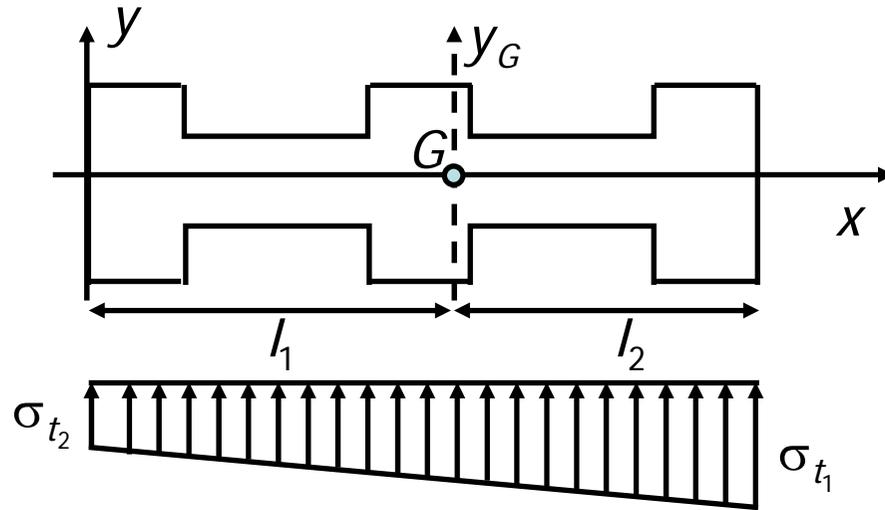
$$V^* = \sum_{i=1}^n V_i$$

Bilanciato dall'attrito terreno-fondazione

$$M^* = \sum_{i=1}^n M_i + \sum_{i=1}^n N_i(x_i - x_G) + \sum_{i=1}^n V_i h$$



Progetto della trave rovescia di fondazione



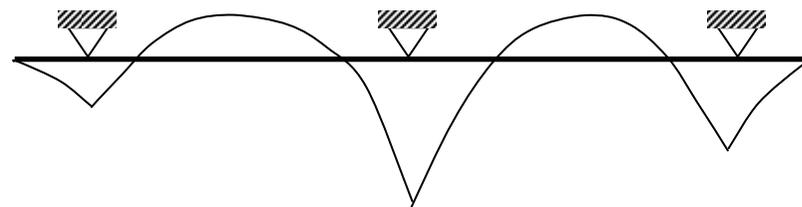
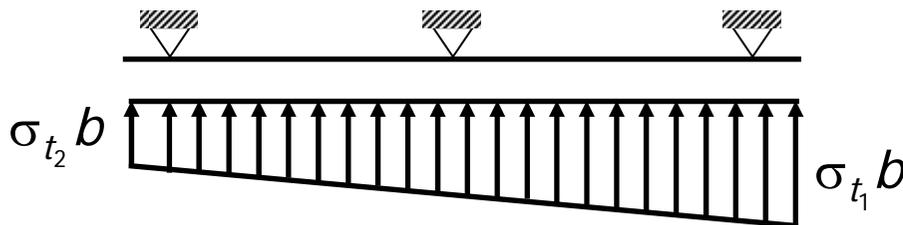
$$\sigma_t(x) = \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{J_{y_G}} (x - x_G)$$

$$\sigma_{t_1} = \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{W_{sup}} \quad W_{sup} = \frac{J_{y_G}}{l_1}$$

$$\sigma_{t_2} = \frac{N^*}{A} - \frac{M^*}{W_{inf}} \quad W_{inf} = \frac{J_{y_G}}{l_2}$$

Si procede dunque alla verifica geotecnica confrontando il valore massimo della tensione con la resistenza limite del terreno.

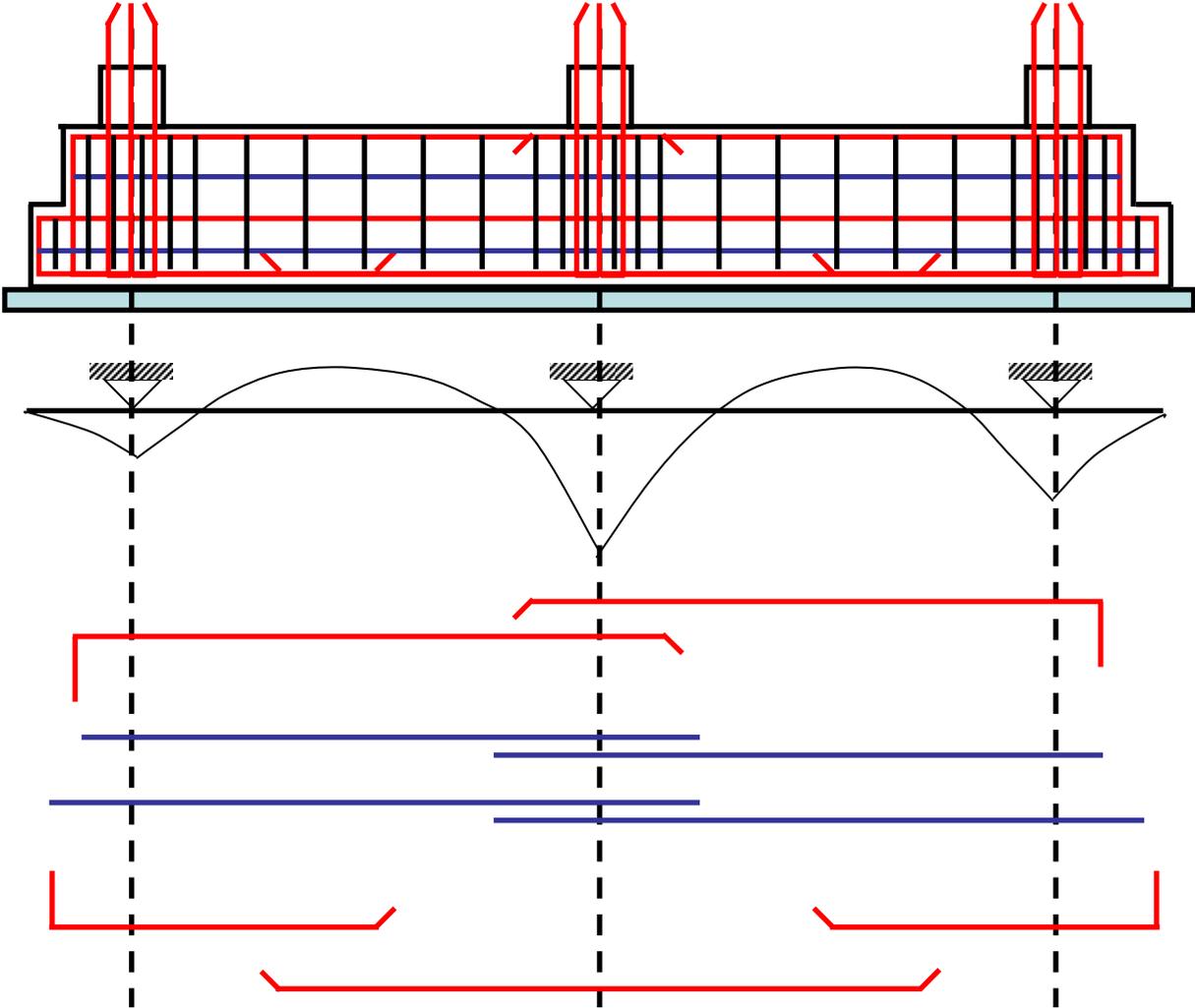
La trave viene calcolata come una trave su più appoggi soggetta al carico offerto dalla reazioni del terreno (appena determinate)



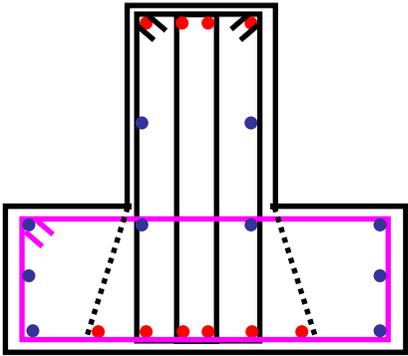
Disposizione delle armature

L'armatura di calcolo va disposta nell'anima della trave.

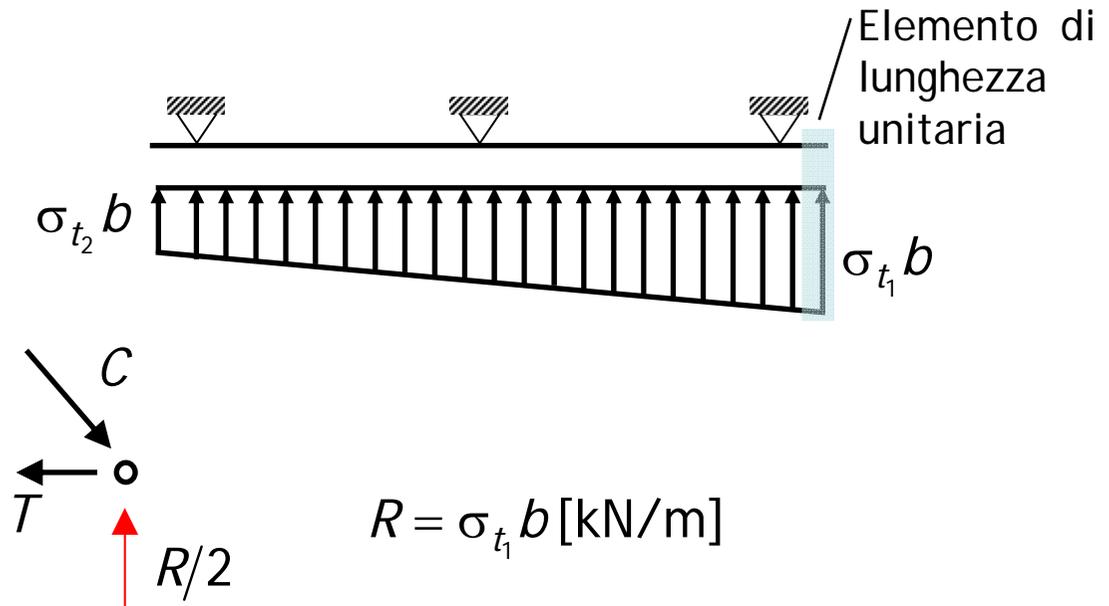
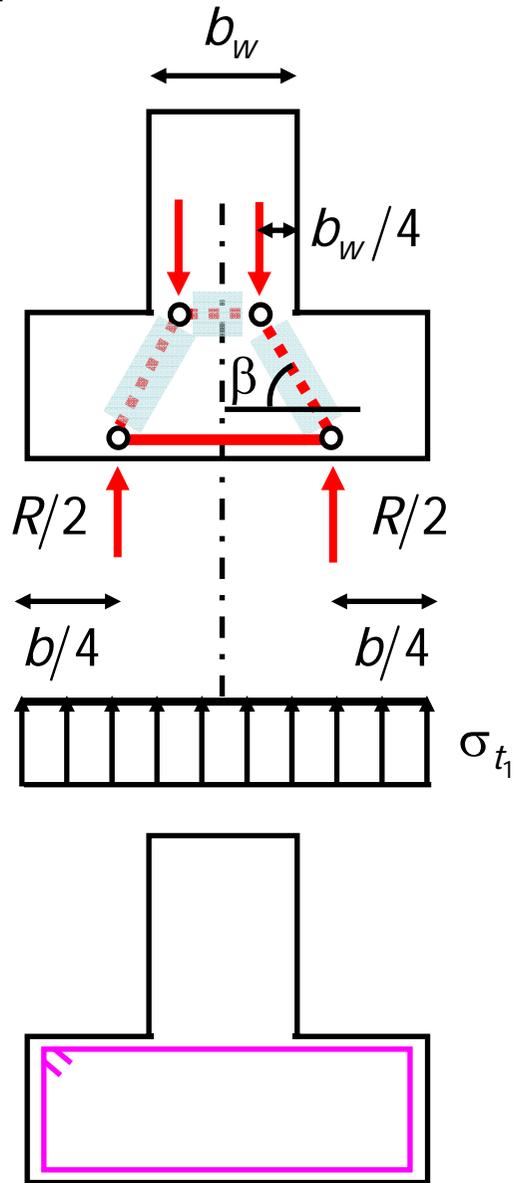
Al più nella zona inferiore si può disporre l'armatura entro un tratto maggiore rispetto all'anima della trave.



- Armatura principale
- Armatura di completamento
- Staffatura
- Armatura soletta inferiore



Disposizione delle armature



$$R = \sigma_{t1} b \text{ [kN/m]}$$

$$T = \frac{R}{2} \cot \beta = \frac{R}{2 \tan \beta}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{R}{2 \tan \beta \cdot f_{yd}} \quad f_{yd}^* = 0.8 f_{yd}$$

L'armatura calcolata corrisponde al quantitativo di acciaio in un metro di trave.

Almeno pari al 50% dell'armatura trasversale presente sull'anima