Sussidi didattici per il corso di
PROGETTAZIONE, COSTRUZIONI E IMPIANTI

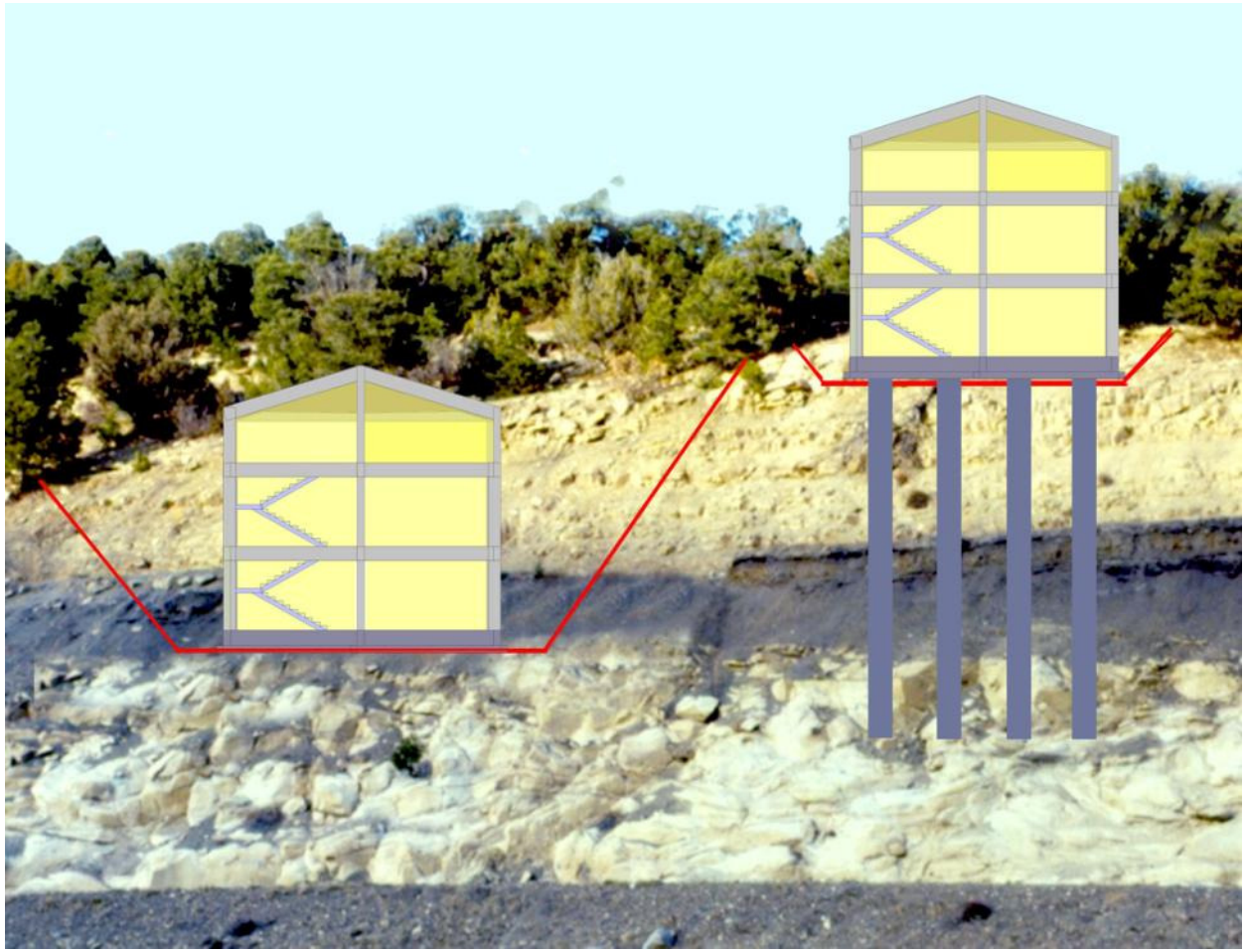
Prof. Ing. Francesco Zanghì

FONDAZIONI - II

AGGIORNAMENTO 12/12/2014

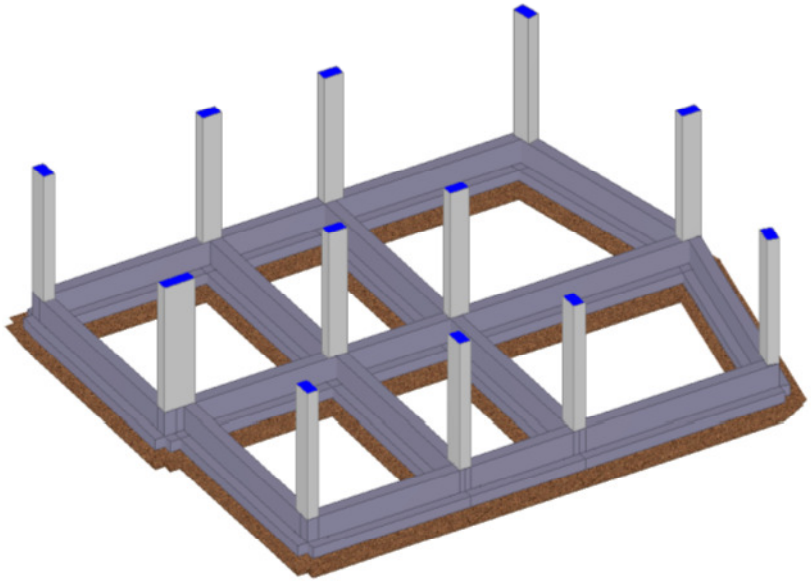
Fondazioni dirette e indirette

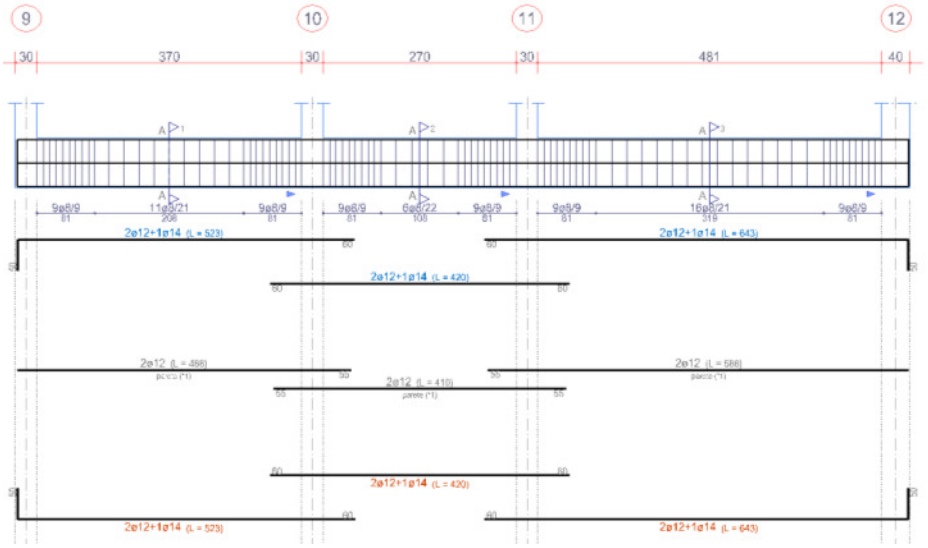
Le strutture di fondazione **trasmettono** i carichi provenienti dalle strutture di elevazione agli strati di terreno che hanno caratteristiche di deformabilità e resistenza tali da sopportare tali azioni. Se lo strato di terreno idoneo si trova in superficie o in prossimità della superficie (solitamente lo strato superficiale, di spessore medio di circa 1.00 m, è costituito da terreno vegetale non idoneo) le strutture fondali saranno di tipo **diretto** (o superficiale). In caso contrario o si rende necessario un notevole sbancamento (non sempre possibile tecnicamente o economicamente), per raggiungere gli strati portanti, o ci si avvale di elementi strutturali, tipicamente *pali* o *micropali*, sufficientemente lunghi da raggiungere il substrato portante, bypassando gli strati di scarse caratteristiche geotecniche; si parlerà in questo caso di fondazioni **indirette** (o profonde).

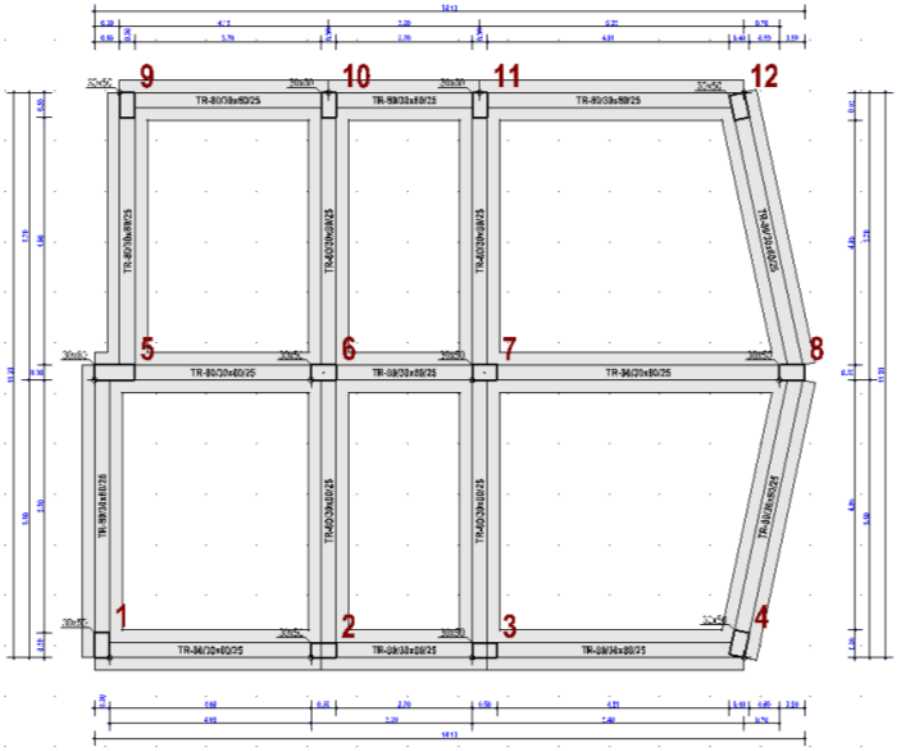


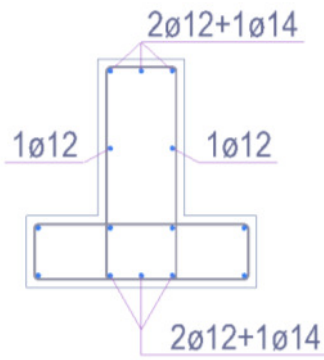
Tipologie

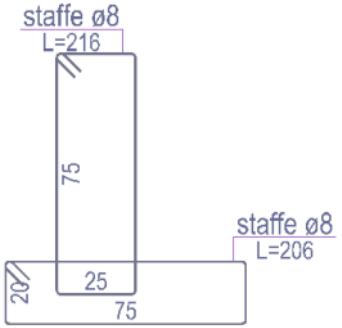
TRAVI CONTINUE (TRAVI ROVESCE)



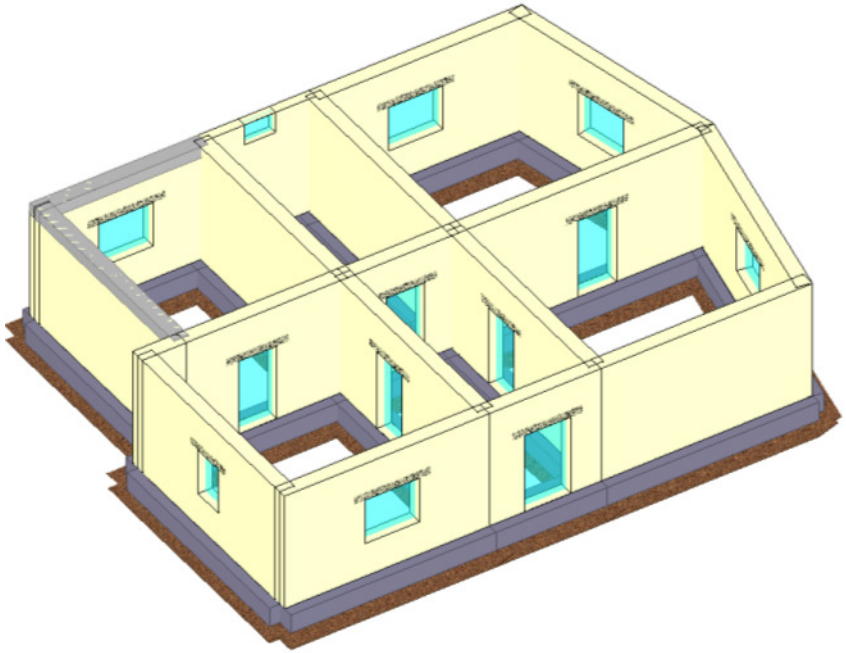


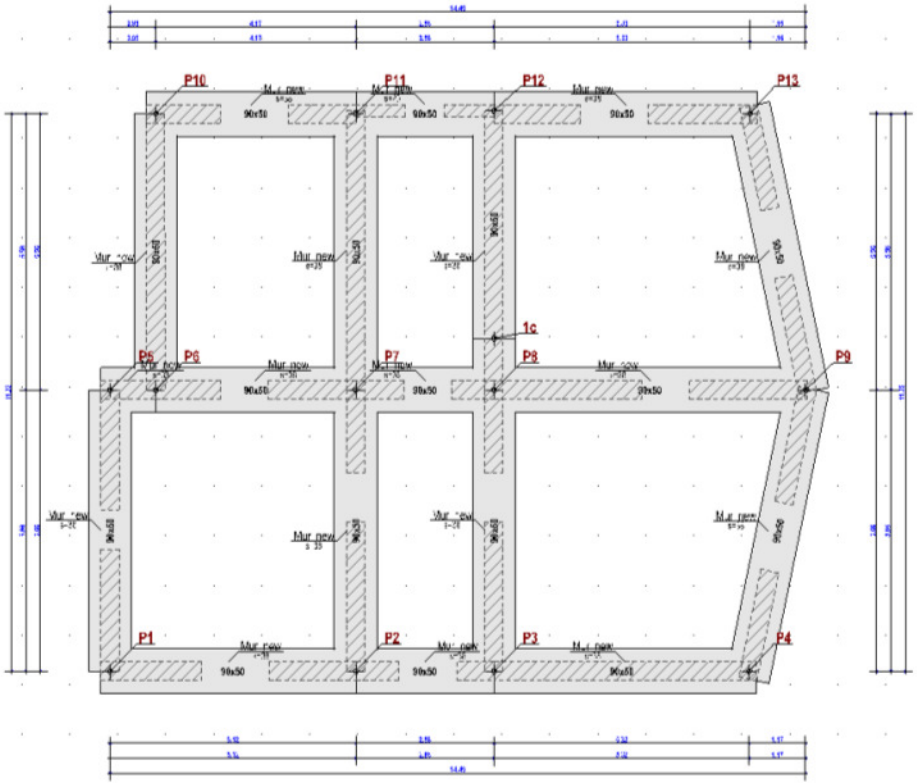


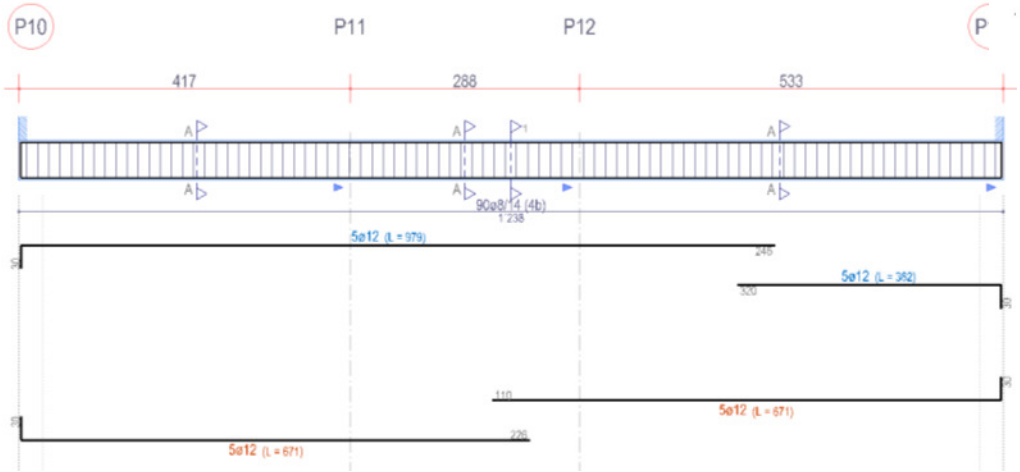


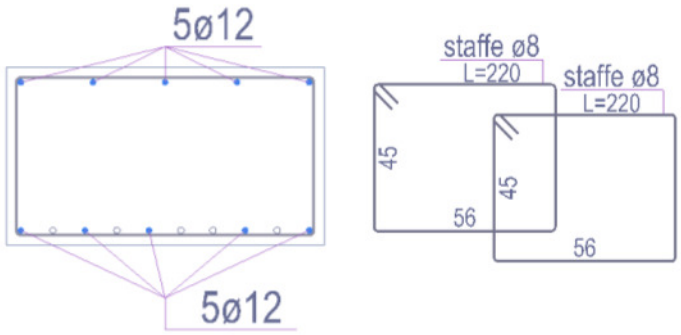


CORDOLI CONTINUI

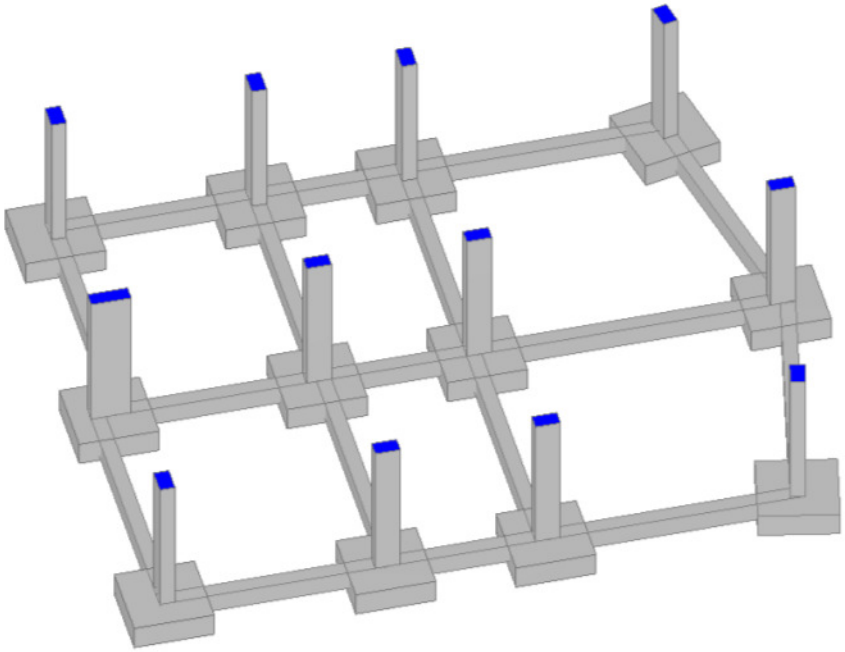


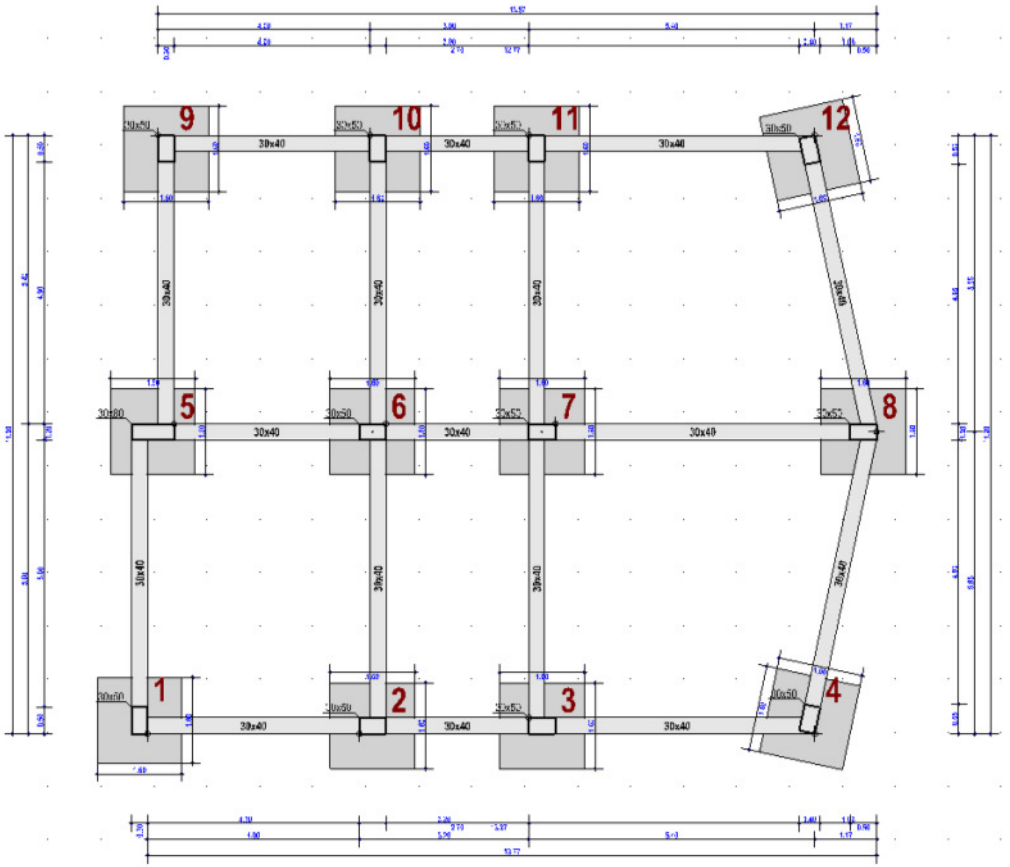


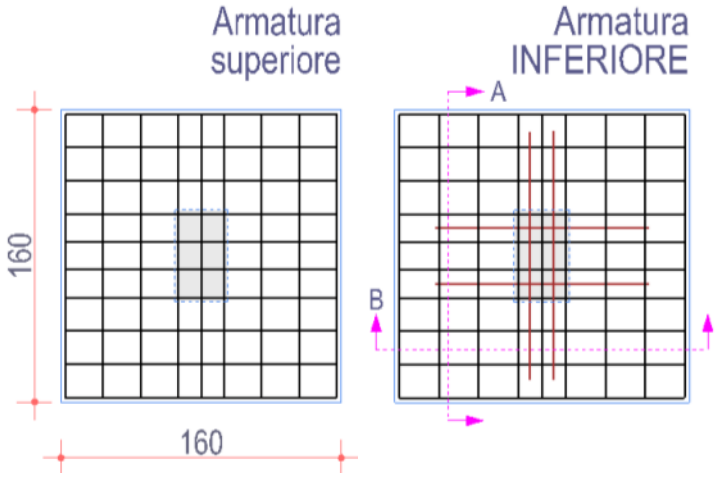


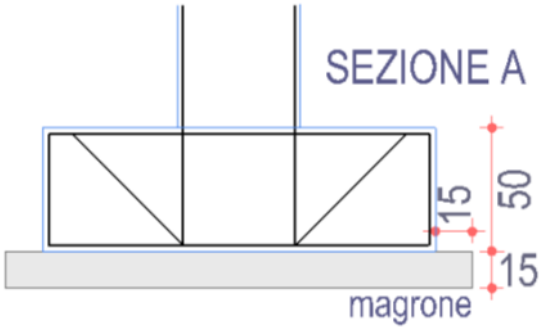


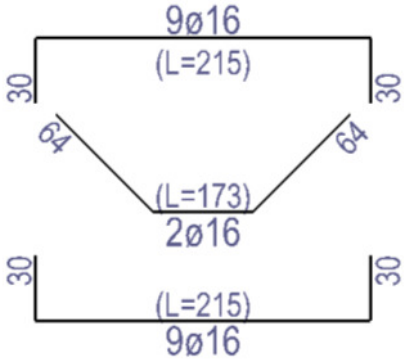
PLINTI COLLEGATI



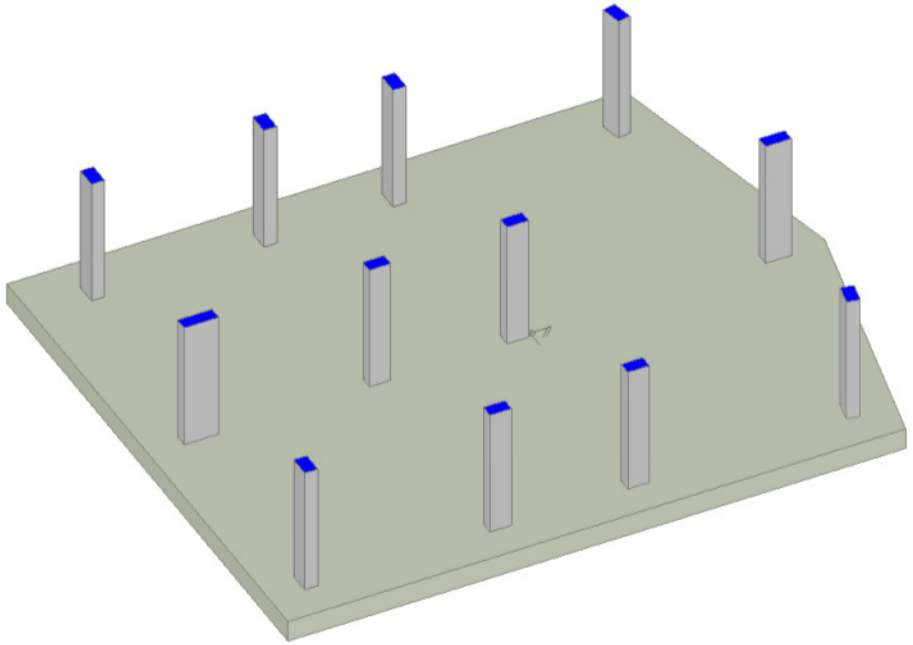


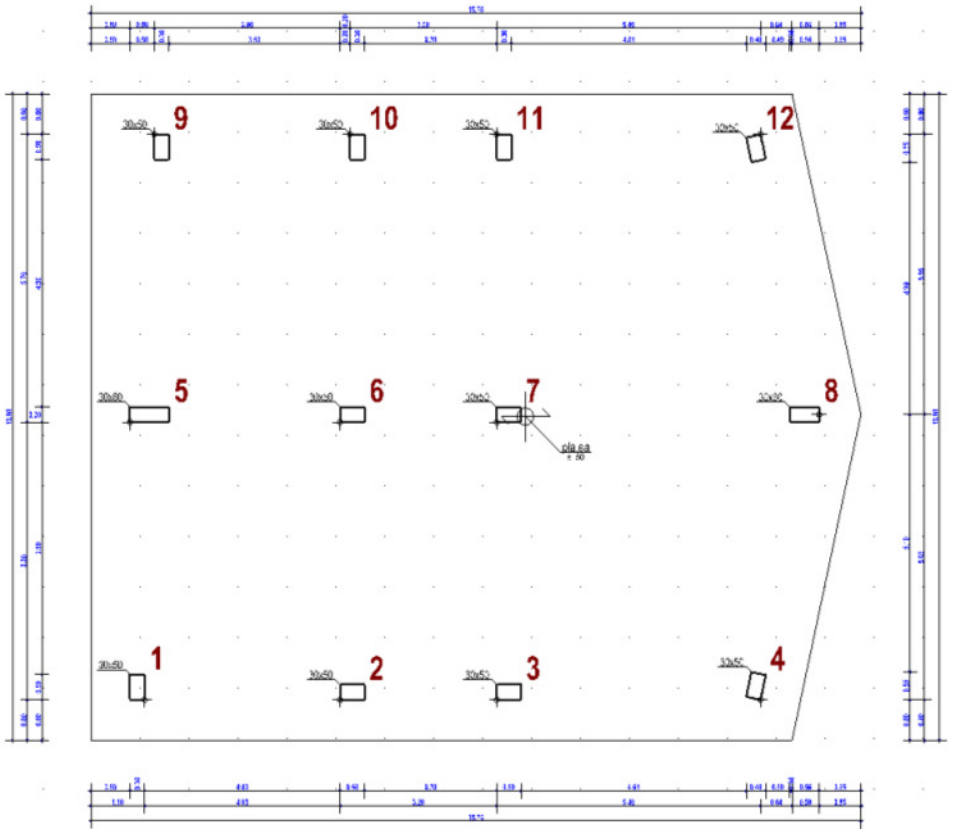


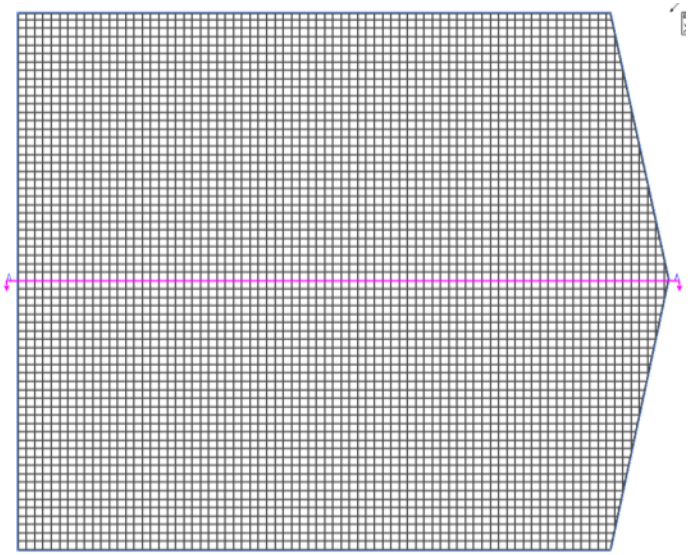




PLATEA GENERALE

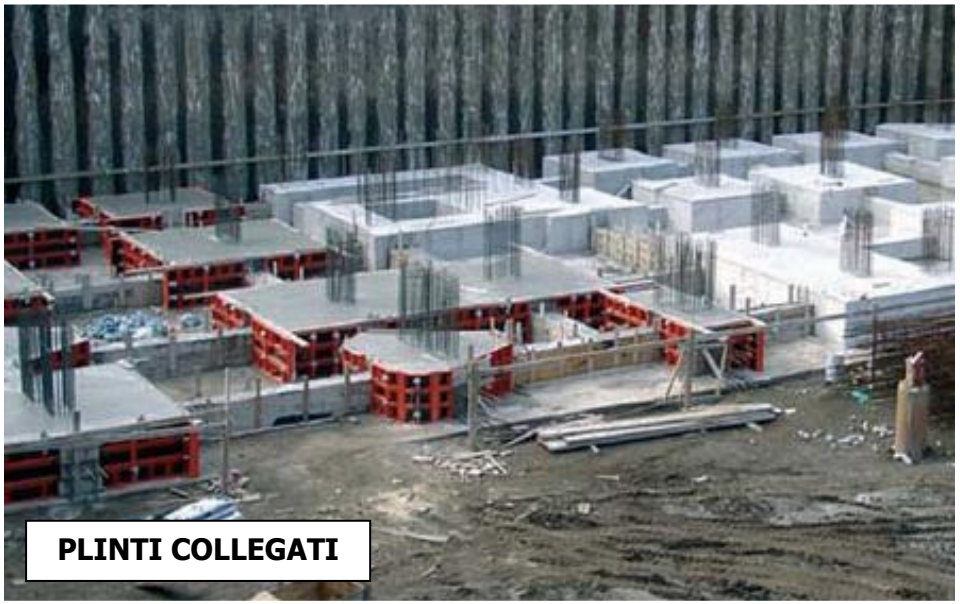






TRAVI ROSVESCE

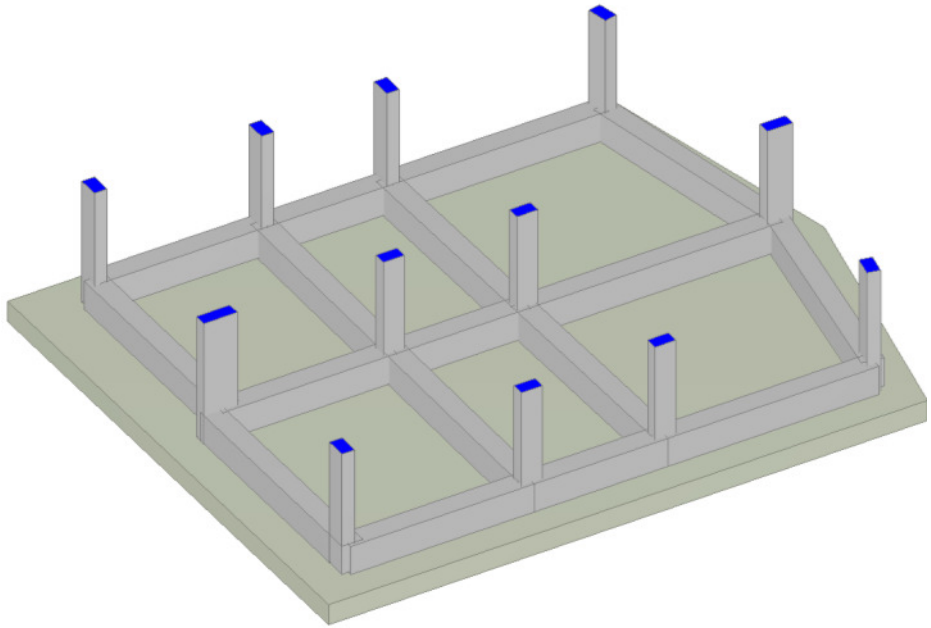
CORDOLI CONTINUI



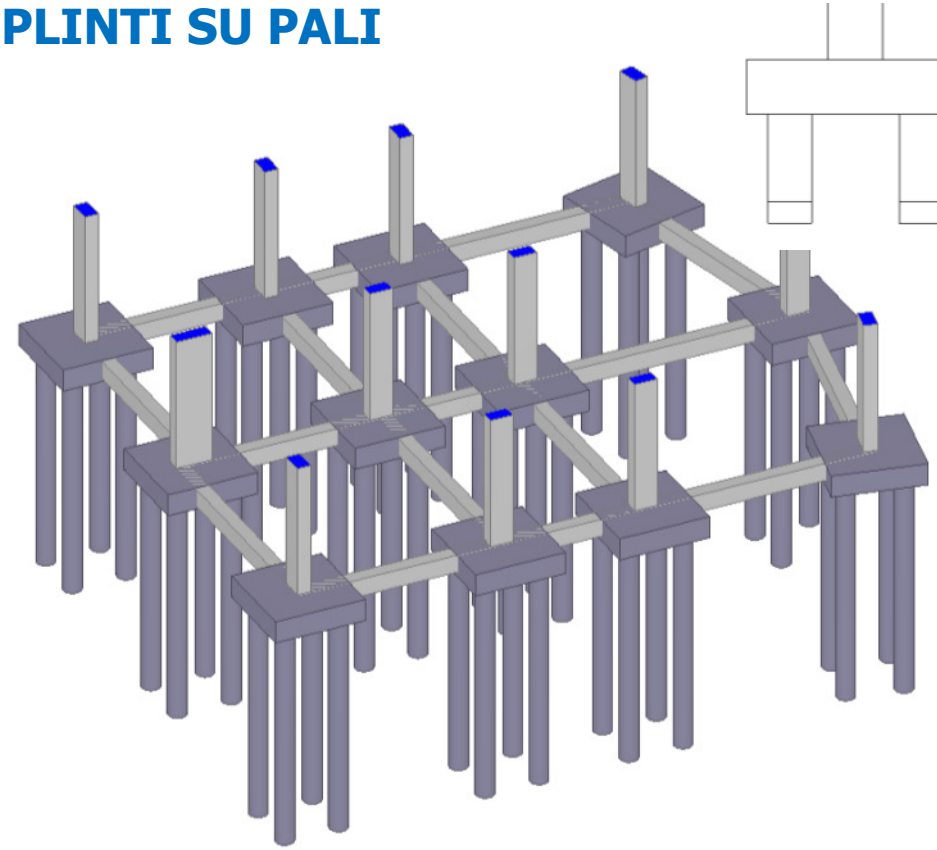
PLINTI COLLEGATI

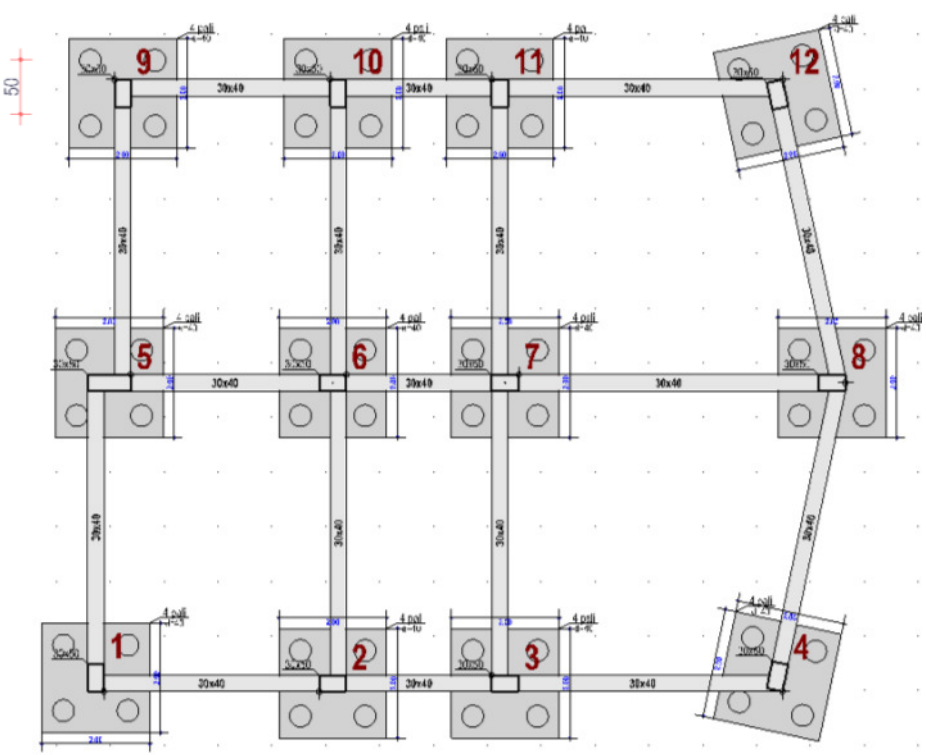
PLATEA GENERALE

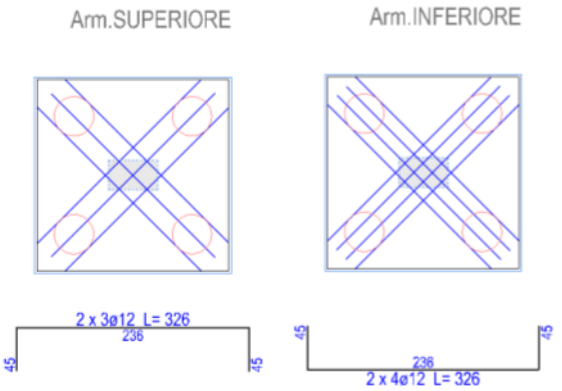
PLATEA NERVATA

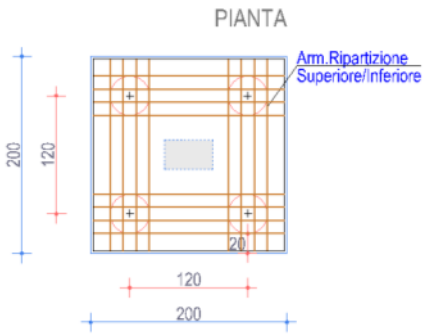


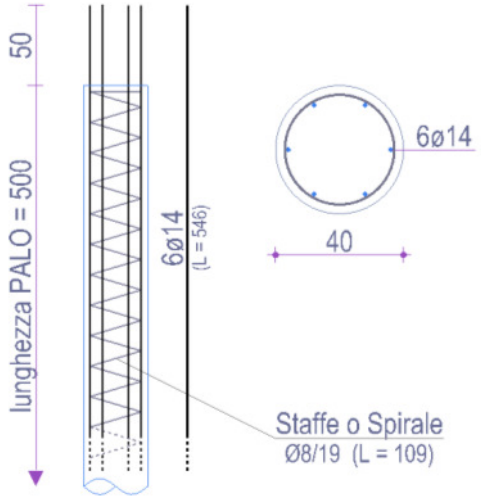
PLINTI SU PALI



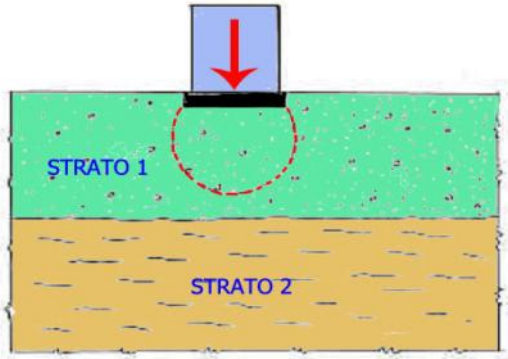


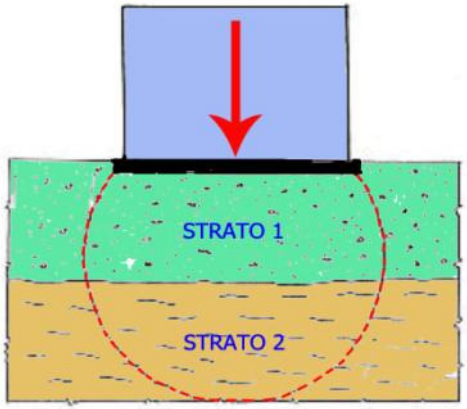






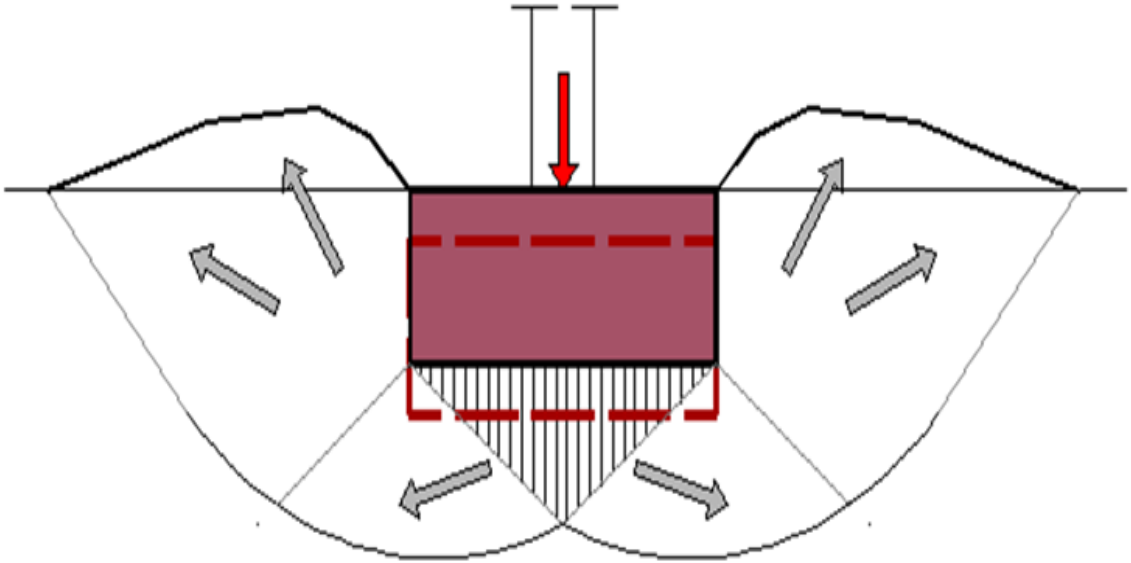
Carico limite





Il carico trasmesso alla fondazione induce nel terreno uno **stato tensionale** fortemente condizionato dalla geometria della base d'appoggio e dalle caratteristiche del terreno. La profondità del **bulbo delle pressioni** è direttamente proporzionale alla larghezza e all'entità del carico.

Si definisce carico limite il valore di tensione capace di provocare la rottura del terreno. Tale rottura è generalmente caratterizzata, soprattutto in terreni *poco compressibili* (es. sabbie addensate, argille consistenti, ecc) da fratture con superfici di scorrimento ben definite. Il terreno sottostante il piano fondale viene spinto verso il basso mentre quello posto ai lati, simmetricamente, rifluisce verso l'alto.

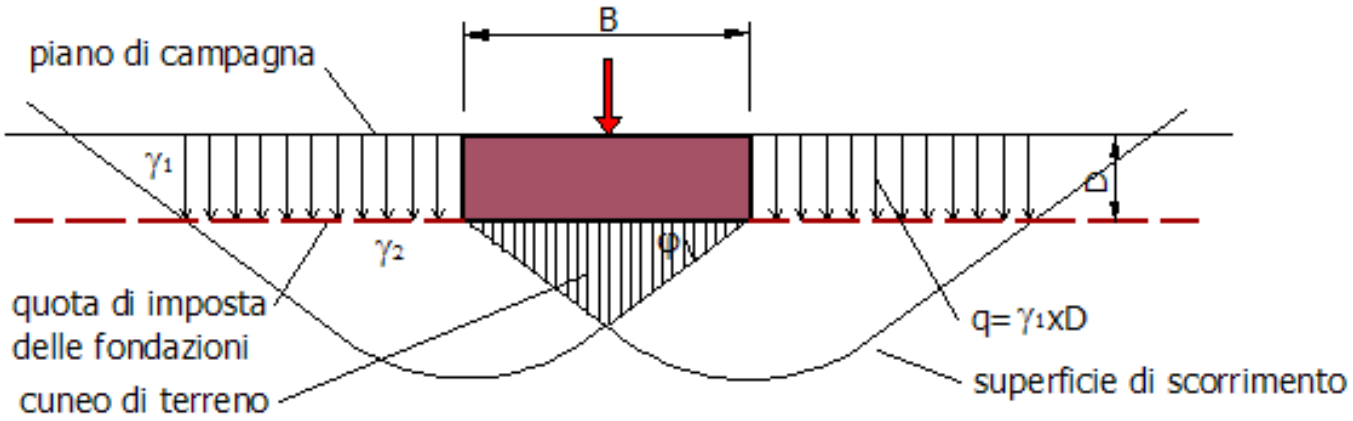


Il carico limite **non è una proprietà del terreno** ma è una caratteristica del **sistema terreno-fondazione** in quanto, oltre che dalle caratteristiche del terreno, dipende anche da altri fattori come:

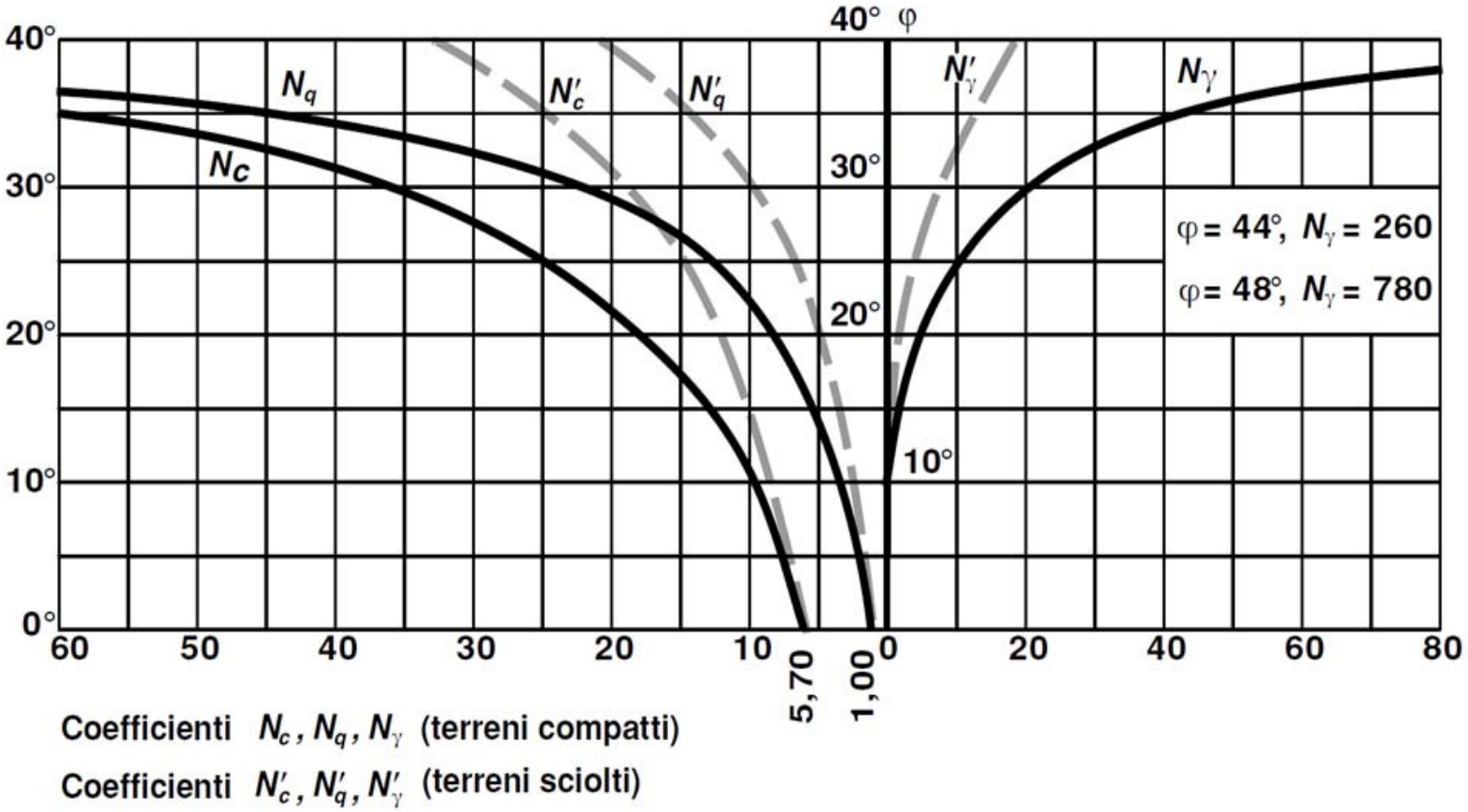
- la forma della fondazione;
- la larghezza della fondazione
- la profondità del piano d'imposta (il terreno ai lati aumenta la capacità portante della fondazione);
- la presenza o meno di falda;
- inclinazione del carico.

Ai fini di una valutazione semplificata del carico limite, adotteremo la seguente relazione:

$$q_{lim} = v_c \cdot c \cdot N_c + v_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + v_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$ **formula di Terzaghi**



I termini γ_1 e γ_2 rappresentano rispettivamente il peso del terreno al di sopra e al di sotto del piano fondale; i **fattori di capacità portante N** (o N' per terreni compatti) si ricavano dal grafico sotto riportato; **D** rappresenta la profondità di imposta della fondazione; **c** è la coesione del terreno e **B** è la larghezza della fondazione; i coefficienti di forma v si ricavano dalla tabella di seguito riportata.

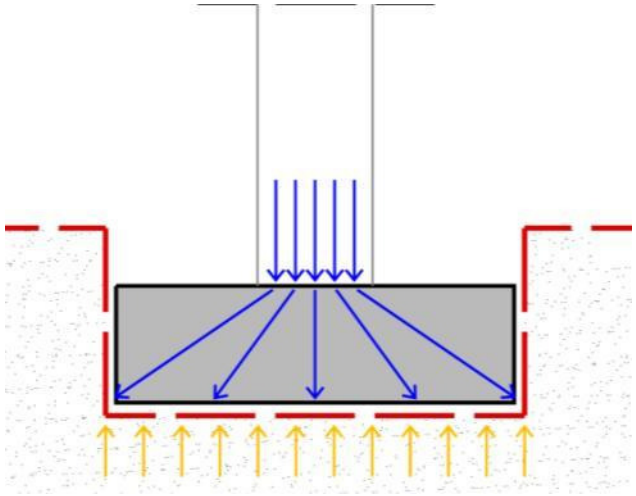


Forma della fondazione	Dimensione	Coefficienti di forma		
		v_c	v_q	v_γ
Nastriforme	**-**	**1**	**1**	**1**
Rettangolare	**B<L**	$1+0.3\frac{B}{L}$	$1+0.2\frac{B}{L}$	$1-0.4\frac{B}{L}$
Quadrata	**B=L**	**1.3**	**1.2**	**0.8**

La verifica a capacità portante allo SLU è soddisfatta quando la pressione massima agente sulla superficie di base σ_{sd} risulta:

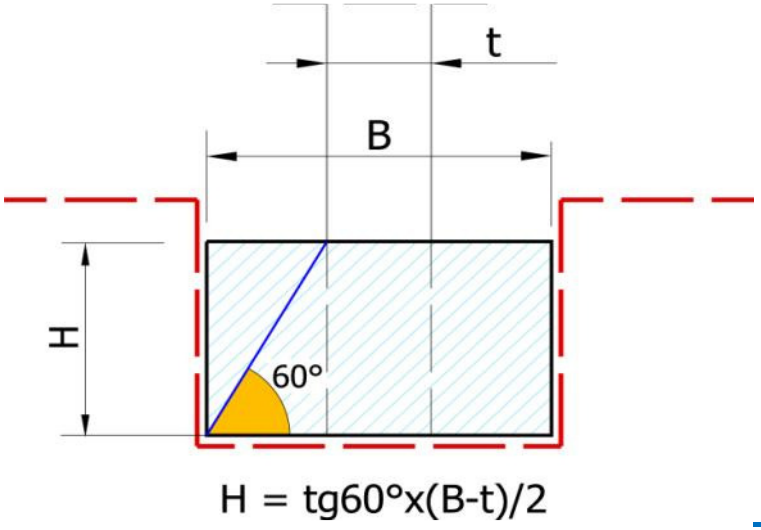
$$\boldsymbol{\sigma_{sd} = \frac{Nsd}{B \cdot L} \leq \frac{q_{lim}}{2.3}}$$ (NTC 2008 – Approccio 2: A1+M1+R3)

Plinti massicci ed elastici

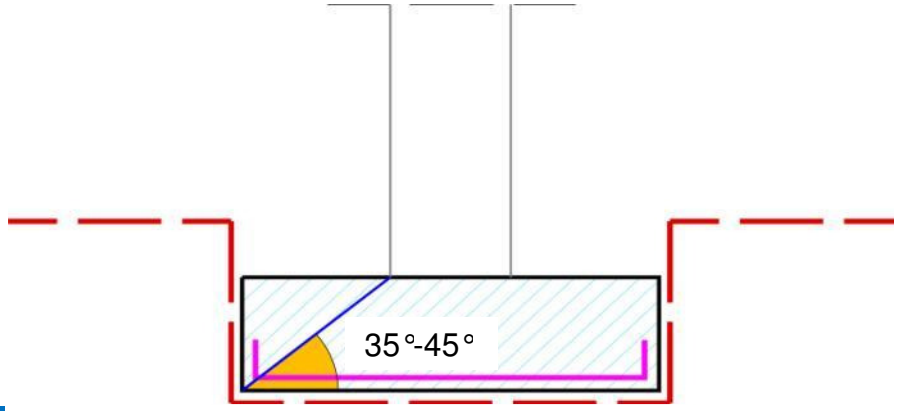


Il plinto consiste in un allargamento della base del pilastro in modo da aumentare la superficie di contatto e quindi diminuire la pressione sul terreno. In zona sismica devono essere collegati mediante travi. I plinti possono essere suddivisi in due categorie:

- **PLINTI MASSICCI** (o INERTI). Sono piuttosto tozzi. I carichi si diffondono con un angolo di circa 60°. Si impiegano prevalentemente in terreni di buona capacità portante e con valori del carico non elevati. Possono realizzarsi con cls non armato.
- **PLINTI ELASTICI**. I carichi si diffondono con un angolo di circa 35-45°. Si possono impiegare anche in terreni di limitata capacità portante e con valori del carico alla base elevati. L'altezza relativamente contenuta implica che essi debbano necessariamente essere armati opportunamente.



Plinto massiccio



Plinto elastico

ESEMPIO N°1

Predimensionare *un plinto, poggiante a quota Q.F. = -1,50 m dal piano di campagna. Il pilastro in c.a. di sezione 40x40cm trasmette un carico permanente (G1) di 800KN ed uno variabile (Q1) di 300KN. Il terreno è costituito da* ***Sabbia*** *compatta* asciutta*, caratterizzata da i seguenti parametri geotecnici:*

$$\gamma 1,\ \gamma 2 = 17\ KN/m^3\ ;\ \varphi = 35°;\ c = 0\ KPa.$$

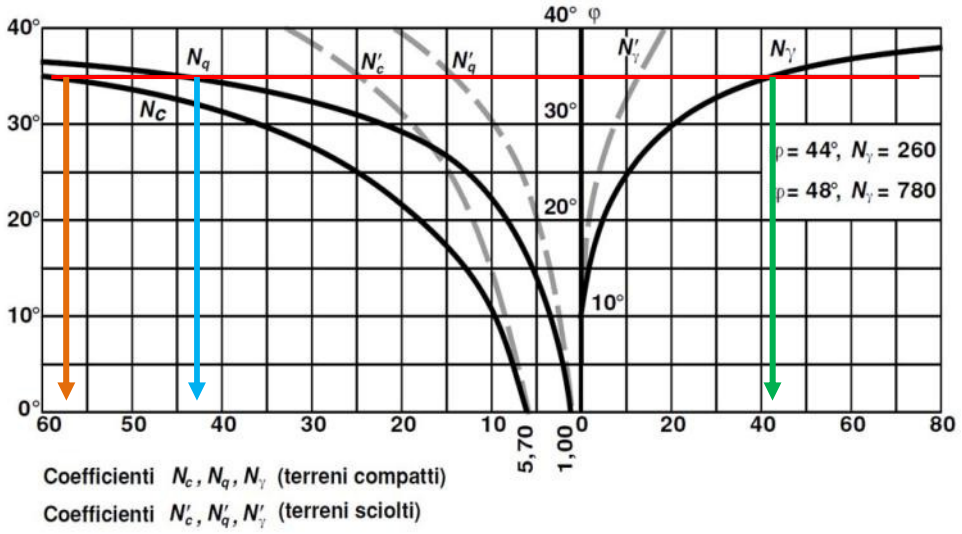
Calcolo dei coefficienti di Terzaghi:

- Trattandosi di terreno compatto, dall'abaco in corrispondenza dell'angolo di 35° ricaviamo i coefficienti di capacità portante:

  Nc = 58 Nq = 44 Nγ = 42

- Stabiliamo di adottare una base quadrata pertanto, dalla tabella di pag. 13 ricaviamo i tre coefficienti correttivi:

  vc = 1.3 vq = 1.2 vγ = 0.8



Calcolo del carico limite:

Assumiamo in prima ipotesi B=1.00 m.

Applicando la formula di Terzaghi: $q_{lim} = v_c \cdot c \cdot N_c + v_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + v_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma =$

$$= 1.3 \cdot 0 \cdot 17 + 1.2 \cdot 17 \cdot 1.5 \cdot 44 + 0.8 \cdot 17 \cdot \frac{1}{2} \cdot 42 = 0 + 1346 + 285 = 1632\ \text{kPa}$$

La resistenza di progetto del terreno è: $\sigma_{Rd} = \frac{q_{lim}}{2.3} = \frac{1632}{2.3} = 709\ kPa$

Calcolo del carico di progetto allo SLU:

Assumiamo per il peso proprio: G1=10%(G2+Q)=0.1(800+300)=110 kN

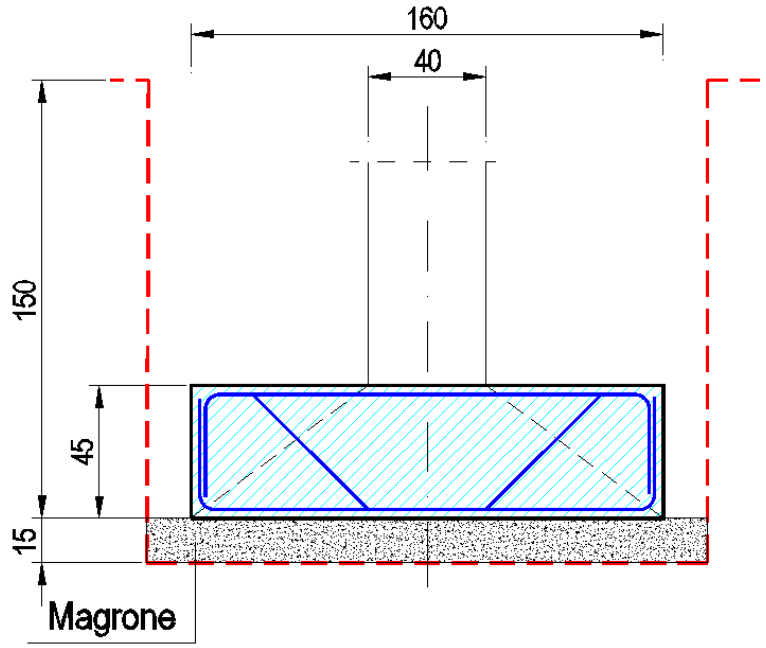
$$\mathrm{Nsd} = 1.3 \cdot 110 + 1.3 \cdot 800 + 1.5 \cdot 300 = 1633\ \mathrm{kN}$$

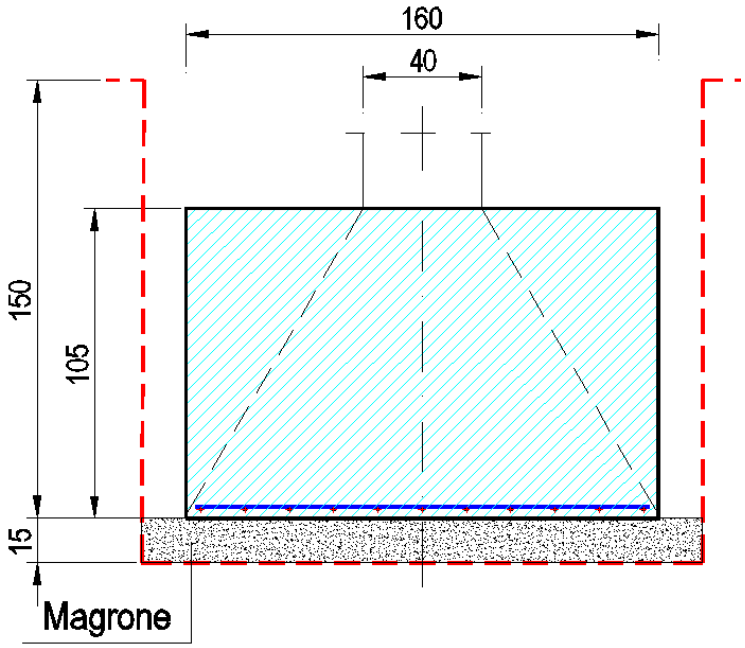
Dimensionamento della larghezza del plinto:

$\sigma_{Rd} = \frac{Nsd}{A}$ da cui si ricava $A = \frac{Nsd}{\sigma_{Rd}} = \frac{1633}{709} = 2.30\ mq \rightarrow B = L = \sqrt{2.30} = 1.52\ \mathrm{m}$ si adotta **1.60 m**

Dimensionamento dell'altezza del plinto:

- Per plinto massiccio: $H = \tan 60° \frac{(B-t)}{2} = 1.73 \cdot \frac{(1.6-0.4)}{2} = 1.04\ m$ si assume **1.05 m**
- Per plinto elastico: $H = \tan 35° \frac{(B-t)}{2} = 0.70 \cdot \frac{(1.6-0.4)}{2} = 0.42\ m$ si assume **0.45 m**

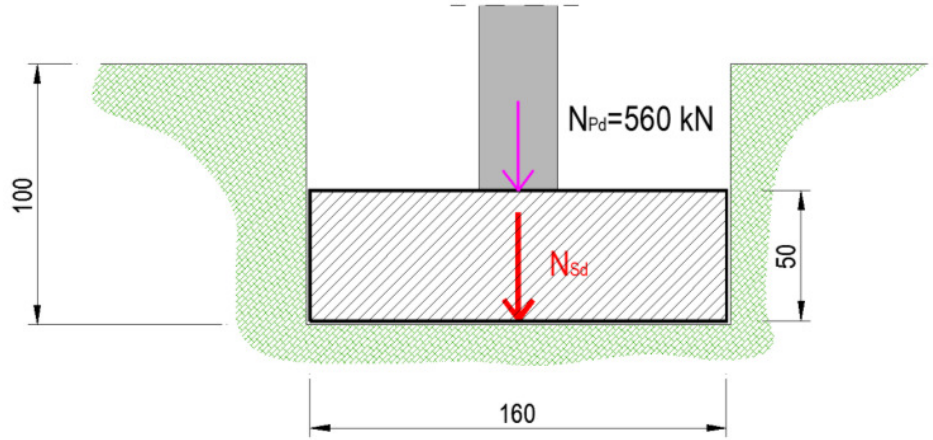




ESEMPIO N°2

Verificare *a capacità portante un plinto di dimensioni 1,60 x 1,60 m, alto 0.50 m, poggiante a quota Q.F. = -1,00 m dal piano di campagna. Il valore di progetto allo SLU del carico trasmesso dal pilastro è pari a 560 kN. Il terreno è costituito da* ***argilla sabbiosa*** *sciolta, caratterizzata da i seguenti parametri geotecnici:*

$\gamma 1, \gamma 2 = 18$ KN/m ; $\varphi = 30°$; $c = 20$ KPa.



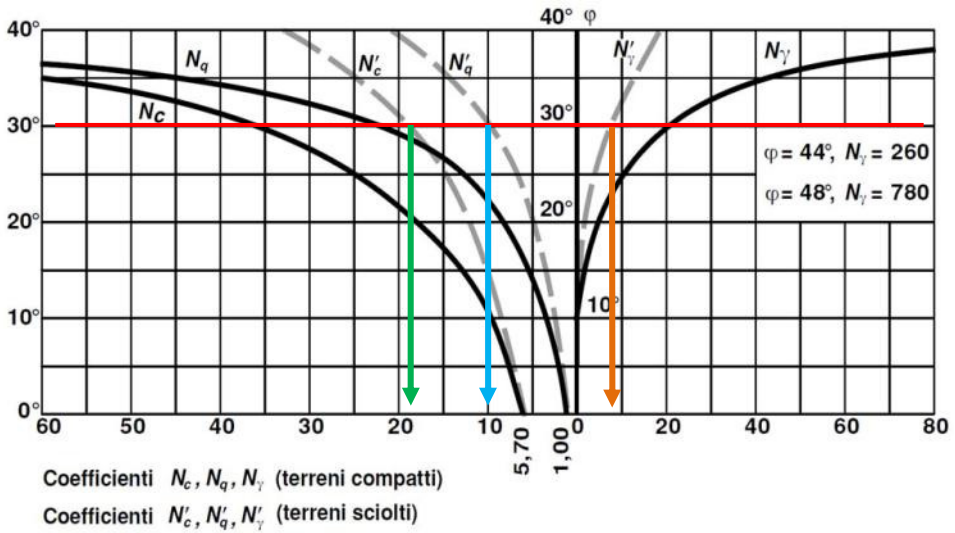
Calcolo dei coefficienti di Terzaghi:

- Trattandosi di terreno sciolto, dall'abaco in corrispondenza dell'angolo di 30° ricaviamo i coefficienti di capacità portante:

  N'c = 18 N'q = 10 N'γ = 8

- Poiché la superficie di contatto è quadrata, dalla tabella di pag. 13 ricaviamo i tre coefficienti correttivi:

  vc = 1.3 vq = 1.2 vγ = 0.8



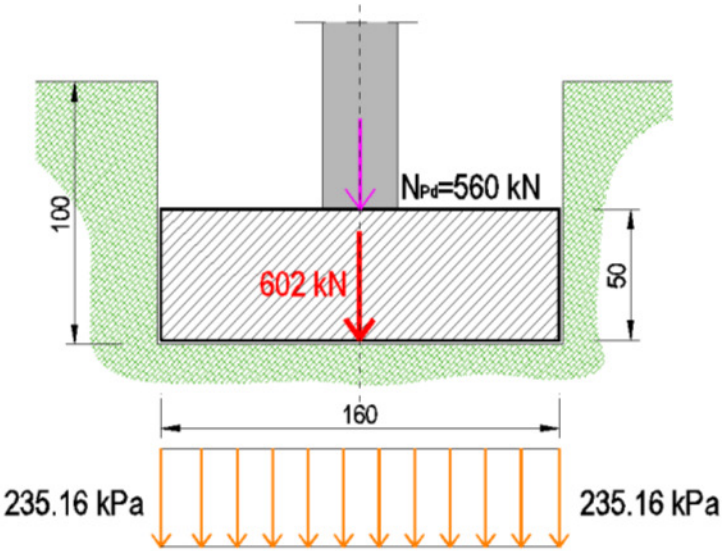
Calcolo del carico limite:

Applicando la formula di Terzaghi: $q_{lim} = v_c \cdot c \cdot N'_c + v_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N'_q + v_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N'_\gamma =$

$= 1.3 \cdot 20 \cdot 18 + 1.2 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 10 + 0.8 \cdot 18 \cdot \frac{1.6}{2} \cdot 8 = 468 + 216 + 104 = 788$ kPa

La resistenza di progetto del terreno è:

$\sigma_{Rd} = \frac{q_{lim}}{2.3} = \frac{788}{2.3} = 342.6\ kPa$



Verifica:

Al carico trasferito dal pilastro va aggiunto il peso proprio del plinto:

$Nsd = 560 + 1.3 \cdot (1.60 \cdot 1.60 \cdot 0.50) \cdot 25 = 560 + 41.6 \approx 602$ kN

La tensione alla base del plinto è:

$\sigma_{sd} = \frac{602}{(1.60 \cdot 1.60)} \approx 235.16$ kPa < 342.6 **VERIFICA POSITIVA**

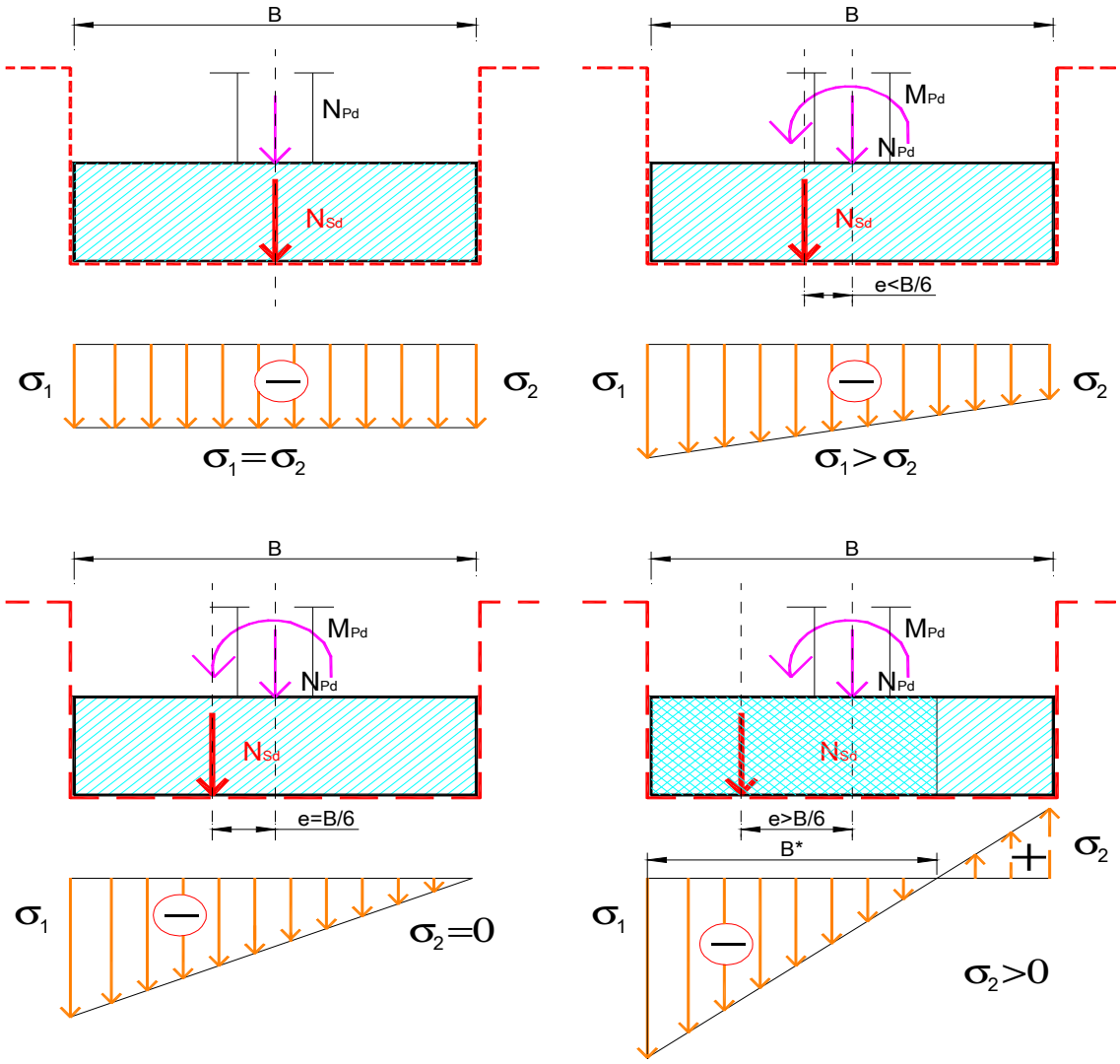
OSSERVAZIONE

Se i terreni di fondazione avessero consistenza compatta: Nc = 35; Nq = 23 ; $N\gamma$ = 20

Pertanto: $q_{lim} = 1.3 \cdot 35 \cdot 18 + 1.2 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 23 + 0.8 \cdot 18 \cdot \frac{1.6}{2} \cdot 20 = 819 + 496 + 230 = 1545$ kPa

In questo caso la capacità portante risulterebbe quasi raddoppiata.

Pressione massima per carichi eccentrici



Se alla base del pilastro, o della parete, oltre all'azione normale Nsd, agisce anche un momento flettente Msd, la superficie di base della fondazione è soggetta a pressoflessione pertanto occorre valutare in primo luogo **l'eccentricità** "e" del carico e posizionare correttamente l'asse neutro (vedi dispensa "Sollecitazioni composte").

In funzione della posizione dell'asse neutro possiamo avere tre casi:

- asse neutro esterno alla sezione di base: **e<B/6** → base interamente compressa

- asse neutro interno alla sezione di base: **e<B/6** → base parzialmente compressa → sezione parzializzata

- asse neutro coincidente con il bordo della sezione di base: **e=B/6** → base interamente compressa

ESEMPIO N°3

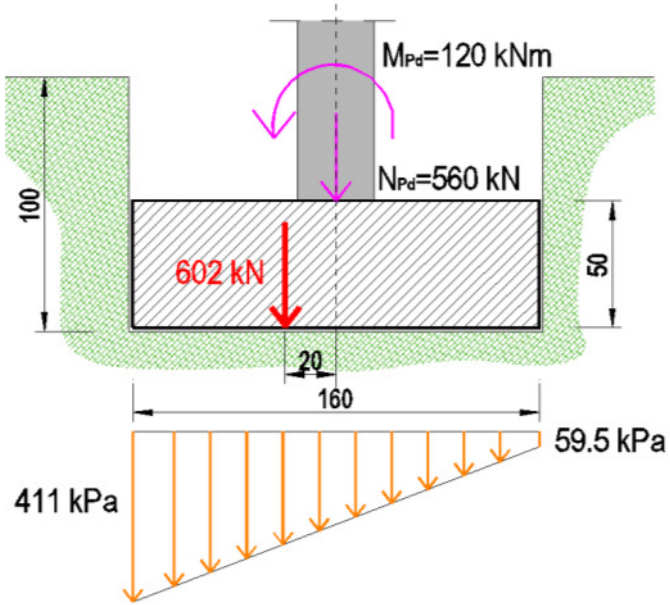
Verificare a capacità portante il plinto dell'esempio 2 considerando agente alla base del pilastro un momento flettente aggiuntivo pari a Mpd=120 kNm.

Calcolo dell'eccentricità del carico:

Il carico verticale complessivo, già calcolato nell'esempio precedente, vale: $\mathrm{Nsd} = 592\ \mathrm{kN}$

L'eccentricità è pari a: $e = \frac{\mathrm{Mpd}}{\mathrm{Nsd}} = \frac{120}{602} \approx 0.20\ \mathrm{m} < \frac{B}{6} = 0.27\ \mathrm{m}$

In questo caso la sezione di base risulta interamente compressa.
L'andamento delle tensioni è trapezoidale.



Calcolo della pressione massima:

Il momento di inerzia della sezione di base vale: $J = \frac{1.6 \cdot 1.6^3}{12} = 0.546\ \mathrm{m}^3$

Il modulo di resistenza vale: $W = \frac{1.6 \cdot 1.6^2}{6} = 0.683\ \mathrm{m}^3$

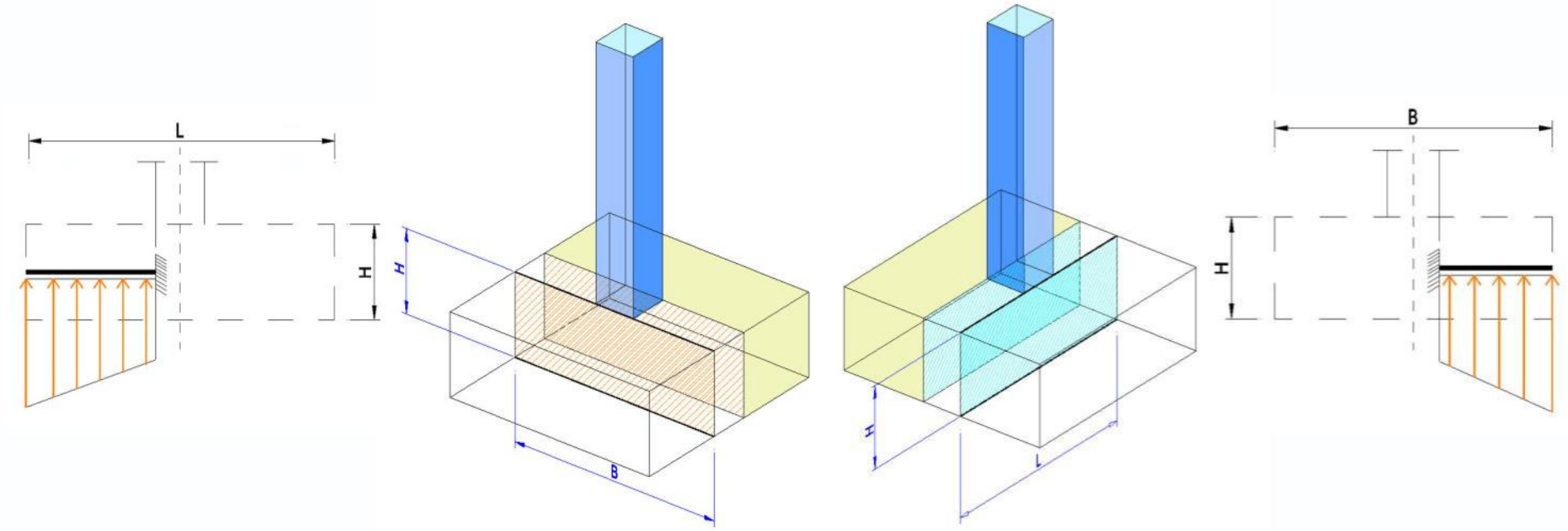
La tensioni massime e minime sono:

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sd}}{W} = \frac{602}{2.56} \pm \frac{120}{0.683} = \begin{cases} 411\ kPa \\ 59.5\ kPa \end{cases}$$

Verifica: $\sigma_{sd} = 411\ \mathrm{kPa} > 342.6$ **VERIFICA NEGATIVA** → Occorre aumentare le dimensioni del plinto.

Progetto strutturale di un plinto elastico in c.a.

Immaginiamo che il plinto sia costituito da due coppie di mensole rovesce, cioè quattro travi incastrate ad un estremo e caricate con il diagramma delle pressioni del terreno. La progettazione strutturale verrà condotta, ovviamente, con riferimento alla mensola più sollecitata che, solitamente è quella disposta parallelamente al piano in cui agisce il momento flettente massimo al base del pilastro, nel caso in cui esso sia diverso da zero.



Per un calcolo maggiormente aderente alla realtà, nella valutazione del carico da applicare alla mensola, si dovrebbe sottrarre la pressione dovuta al peso proprio del plinto e al peso dell'eventuale terreno di ricoprimento superiore, in quanto questi ultimi carichi sono auto equilibrati dalla reazione del terreno. Per una maggiore semplicità espositiva e, a vantaggio si sicurezza, nei calcoli che seguono tale correzione non verrà effettuata.

ESEMPIO N°4

Progettare le armature del plinto elastico dell'esempio 2

Caratteristiche dei materiali:

- Calcestruzzo C25/30

Resistenza di progetto a compressione: $f_{cd} = 0.85\frac{f_{ck}}{1.50} = 0.85\frac{25}{1.50} = 14.11\ MPa$

Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 2.55\ MPa$

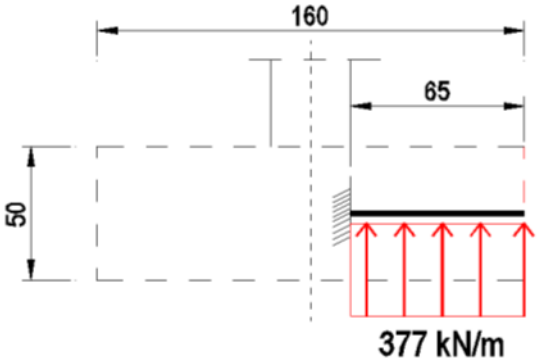
- Acciaio B450C

Tensione di progetto allo snervamento: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{450}{1.15} = 391.3\ MPa$

Calcolo sollecitazioni:

La pressione massima agente vale 231 kPa, pertanto nel nostro caso le quattro mensole hanno la medesima dimensione, cioè sezione 160x50 e luce l=0.65 m, il carico a metro lineare che grava sulla singola mensola vale:

$$\text{qsd} = 235.16\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.60\ \text{m} \approx 377\ \ \text{kN/m}$$



- Momento flettente di progetto: $\text{Msd} = \text{q} \cdot \frac{\text{l}^2}{2} = 377 \cdot \frac{0.65^2}{2} \approx 80\ \ \text{kNm}$
- Taglio di progetto: $\text{Vsd} = \text{q} \cdot \text{l} = 377 \cdot 0.65 = 245\ \text{kN}$

Progetto armature:

Assumendo c=4 cm, d=h-c=50-4=46 cm segue $\mathrm{As} = \frac{\mathrm{Msd}}{0.9 \cdot \mathrm{fyd} \cdot \mathrm{d}} = \frac{8000}{0.9 \cdot 39.1 \cdot 46} \approx 5 \ \mathrm{cmq}$

Armatura minima di normativa:

$$\mathrm{As,min} = 0.26 \cdot \frac{\mathrm{fctm}}{\mathrm{fyk}} \cdot \mathrm{b} \cdot \mathrm{d} = 0.26 \cdot \frac{0.255}{45} \cdot 160 \cdot 46 = 10.84 \ \mathrm{cmq} > 0.0013 \cdot b \cdot d = 9.56 \, cmq > As$$

Dalla tabella dei tondini scegliamo di armare la sezione superiormente e inferiormente con 6Φ16 distribuiti su tutta la larghezza del plinto con l'aggiunta di 1Φ16 in asse pilastre (As=14.07 cmq)

Verifica a flessione:

Posizione asse neutro: $x = \frac{(A_s - A'_s) \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b} = 0$

Momento resistente:

$$M_{rd} = f_{yd} \cdot [A_s \cdot (d - 0.4x) + A'_s \cdot (0.4x - c)] = 39.1 \cdot [14.07 \cdot 46 - 14.07 \cdot 4] \approx 231 \ kNm > 78.2 \ kNm$$

VERIFICA POSITIVA

Verifica a taglio:

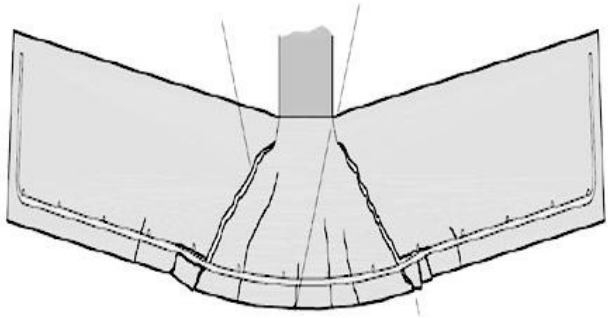
$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{460}} = 1.66 \leq 2 \quad \mathrm{OK} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{\mathrm{A_s}}{\mathrm{bd}} = \frac{1407 \ mm^2}{1600 \cdot 460} = 0.00191 \leq 0.02 \quad OK \quad \sigma_p = 0$$

Resistenza della sezione priva di armatura specifica a taglio:

$$V_{Rd} = \frac{0{,}18 \cdot 1.66 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0.00191 \cdot 25}}{1.5} \cdot 1600 \cdot 460 = 246883 \ N \approx 247 \ kN < V_{sd} = 240.5$$ **VERIFICA POSITIVA**

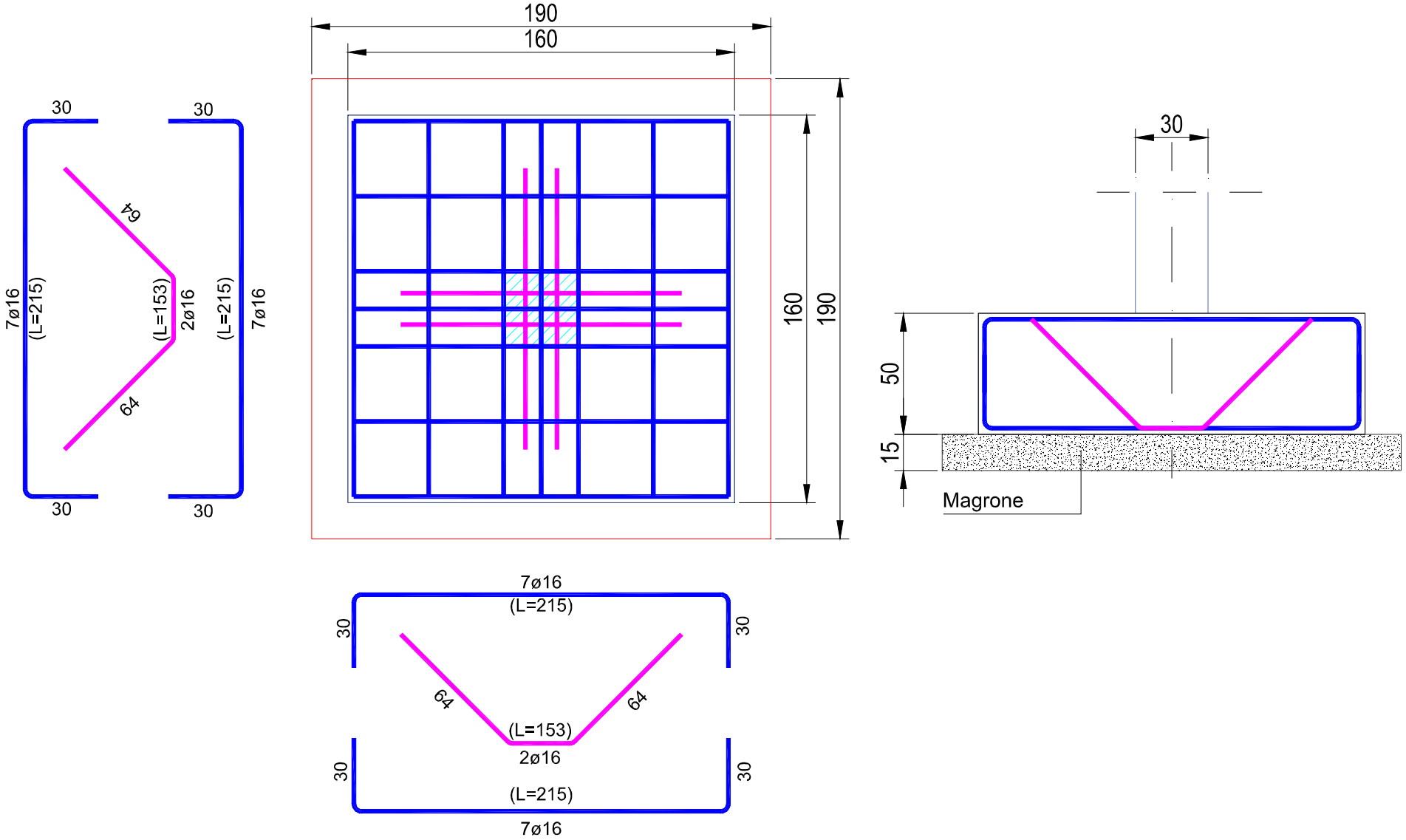
Punzonamento:

Il punzonamento è la rottura localizzata per taglio di un elemento bidimensionale (soletta, platea, plinto) per effetto di un carico concentrato che agisce su una superficie limitata determinando la perforazione.



Per il plinto in esame omettiamo la verifica analitica a punzona mento tuttavia ci cauteliamo nei confronti di tale fenomeno disponendo, nelle due direzioni, due cavallotti Φ16, piegati a 45°, in corrispondenza della sezione del pilastro.

Disegno delle armature:



Fonti

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)
  Norme tecniche per le Costruzioni"
- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)
  "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- Stefano Catasta – Materiale didattico
- Software Edilus – ACCA