

Fondazioni superficiali – esempi di calcolo

Ilaria Della Mea & Alessandro Coccolo
CP Ingegneria, Gemona del Friuli (UD)
eng@gruppopcp.it

Sommario

Alla luce di quanto esposto nella memoria “*Fondazioni superficiali*” vengono presentati due semplici esempi di calcolo. Il primo si riferisce ad una fondazione nastriforme sopportante un carico eccentrico; il secondo espone la verifica a punzonamento per un plinto di fondazione.

1. Esempio n°1

1.1. Descrizione

Si progetti la fondazione continua nastriforme in cemento armato indicata nella figura seguente, avente lunghezza “L” pari a 10.0m, facente parte di un organismo strutturale non sismo-resistente (vita utile 50 anni).

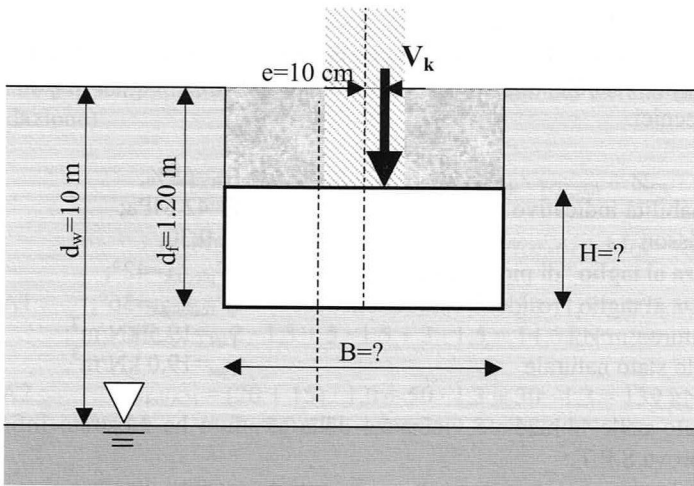


Figura 1. Caratteristiche geometriche della fondazione.

E' possibile che il terreno fino alla quota di imposta della fondazione sia interessato da alternanze di cicli gelo-disgelo. Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14.01.08 (approccio agli stati limite con fattori di sicurezza parziali), si esegua:

- il dimensionamento strutturale dell'opera, compreso il proporzionamento delle armature metalliche e le indicazioni sulla durabilità del calcestruzzo. Si può scegliere se realizzare una struttura rigida o flessibile. In ogni caso il sistema edilizio sopportato dalla fondazione nel suo complesso non è in grado di accettare un

cedimento medio superiore a 20mm. Va valutato se, nel dimensionamento della fondazione, risulti più penalizzante il raggiungimento dello stato limite di servizio piuttosto che quello ultimo, ovvero se il dimensionamento stesso risulti governato da vincoli di funzionalità piuttosto che di sicurezza;

- la verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- la riduzione percentuale di capacità portante che si avrebbe nel caso si ipotizzasse una risalita teorica della falda fino alla quota del piano di fondazione;

La fondazione dovrà essere impostata ad una profondità d_f pari a -1.2m dal piano campagna. La falda idrica si mantiene alla profondità d_w pari a -10.0m dal p.c..

L'azione verticale agente sulla fondazione trasmessa dalla sovrastruttura è esprimibile attraverso il seguente vettore V_k dei carichi caratteristici, disassato rispetto all'asse della stessa di una eccentricità "e" pari a 10 cm ($G1_k$ =pesi propri strutturali caratteristici, $G2_k$ =pesi propri non strutturali caratteristici, Q_k azione variabile caratteristica)

$$\mathbf{V} = \begin{pmatrix} V_{G1_k} \\ V_{G2_k} \\ V_{Q_k} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 20 \text{ kN/m} \\ 50 \text{ kN/m} \\ 30 \text{ kN/m} \end{pmatrix}.$$

Le indagini geotecniche condotte hanno indicato che la struttura si troverà ad insistere su di un ammasso omogeneo sabbioso-ghiaioso di notevole potenza, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- | | |
|--|---|
| • densità relativa | $D_R=65\%$; |
| • modulo di deformabilità indicativo | $E=42 \text{ MPa}$; |
| • coefficiente di Poisson | $\nu=0.30$; |
| • angolo di resistenza al taglio "di picco" caratteristico | $\varphi'_{\text{picco},k}=42^\circ$; |
| • angolo di resistenza al taglio "residuo" caratteristico | $\varphi'_{\text{residuo},k}=36^\circ$; |
| • peso di volume saturo | $\gamma_{\text{sat}}=19.5 \text{ kN/m}^3$; |
| • peso di volume allo stato naturale | $\gamma_{\text{sat}}=19.0 \text{ kN/m}^3$. |

Il sondaggio effettuato nelle immediate vicinanze della struttura ha mostrato infine i seguenti risultati della prova S.P.T.:

profondità dal piano camp.[m]	N_{SPT} [colpi/piede]
- 1.0	26
- 2.0	26
- 3.0	28
- 4.0	27
- 5.0	32
- 6.0	40
- 7.0	40

1.2. Determinazione delle azioni di calcolo e delle dimensioni reagenti - SLU

- pesi propri strutturali caratteristici $V_{G1,k} = N_{G1k} = 20 \text{ kN/m}$;
- pesi propri non strutturali caratteristici $V_{G2,k} = N_{G2k} = 50 \text{ kN/m}$;
- azione variabile caratteristica $Q_k = N_{Qk} = 30 \text{ kN/m}$;
- eccentricità dei carichi $e_v = 10 \text{ cm}$.

L'eccentricità dei carichi produce i seguenti momenti flettenti caratteristici M_k

$$M_k = \begin{pmatrix} M_{G1k} \\ M_{G2k} \\ M_{Qk} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 20 \cdot 0,1 = 2 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ 50 \cdot 0,1 = 5 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ 30 \cdot 0,1 = 3 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{pmatrix}$$

Ipotizzando di prevedere una fondazione di 1 metro di larghezza e 60 cm di spessore, si avrà una ulteriore azione verticale permanente, data dal peso proprio strutturale, pari a

$$G_k = 25 \cdot 1 \cdot 0,6 = 15 \text{ kN/m}$$

Si ricavano l'azione assiale ed il momento flettente di progetto dalle combinazioni (1) e (2) seguenti, utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni A1 e A2 (nel calcolo dell'azione assiale per semplicità non è stato considerato il peso del terreno di riinterro sovrastante la fondazione)

$$N_{Ed} = (G_k + N_{G1k}) \cdot \gamma_{G1,sfav} + N_{G2,k} \cdot \gamma_{G2,sfav} + N_{Qk} \cdot \gamma_{Q,sfav} \quad (1)$$

$$M_{Ed} = M_{G1k} \cdot \gamma_{G1,sfav} + M_{G2,k} \cdot \gamma_{G2,sfav} + M_{Qk} \cdot \gamma_{Q,sfav} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} A1 : \quad N_{Ed(A1)} &= (20 + 15) \cdot 1,3 + 50 \cdot 1,5 + 30 \cdot 1,5 = 165,50 \text{ kN/m} \\ M_{Ed(A1)} &= 2 \cdot 1,3 + 5 \cdot 1,5 + 3 \cdot 1,5 = 14,6 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A2 : \quad N_{Ed(A2)} &= (20 + 15) \cdot 1,0 + 50 \cdot 1,3 + 30 \cdot 1,3 = 139 \text{ kN/m} \\ M_{Ed(A2)} &= 2 \cdot 1,0 + 5 \cdot 1,3 + 3 \cdot 1,3 = 12,4 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

con le seguenti eccentricità

$$\begin{aligned} A1 : \quad e_{A1} &= M_{Ed}/N_{Ed} = 14,60 / 165,50 = 0,088 \text{ m} \\ A2 : \quad e_{A2} &= M_{Ed}/N_{Ed} = 12,40 / 139 = 0,089 \text{ m} \end{aligned}$$

ed aree reagenti

$$\begin{aligned} A1 : \quad A'_{(A1)} &= B' \cdot L = (B - 2 \cdot e_{A1}) \cdot L = 0,824 \text{ m}^2/\text{m} \\ A2 : \quad A'_{(A2)} &= B' \cdot L = (B - 2 \cdot e_{A2}) \cdot L = 0,822 \text{ m}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Si fa notare che l'eventuale utilizzo dei coefficienti parziali “ $\gamma_{G2,fav} = 0$ ” e “ $\gamma_{Q,fav} = 0$ ” nelle combinazioni suesposte, avrebbe condotto a carichi più bassi, eccentricità minori ed

aree reagenti maggiori, con conseguenti margini di sicurezza maggiori nella verifica di capacità portante.

1.3. Calcolo della capacità portante - SLU

La falda idrica si trova a profondità d_w pari a -10 m mentre la fondazione è impostata ad una profondità d_f pari a -1,2m. La presenza della falda può quindi essere trascurata poiché $d_w > d_f + B$.

Si calcolano i parametri di progetto del terreno:

$$\varphi'_k = 36^\circ \rightarrow \tan \varphi'_k = 0,727$$

$$\gamma'_k = \gamma_{nat} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{array}{lll} \text{M1:} & \gamma_{\varphi'_k} = 1 & \rightarrow \tan \varphi'_k / \gamma_{\varphi'_k} = 0,727 \rightarrow \varphi'_d = \arctg(\tan \varphi'_k / \gamma_{\varphi'_k}) = 36^\circ \\ & \gamma_\gamma = 1 & \rightarrow \gamma'_d = \gamma'_k / \gamma_\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} \text{M2:} & \gamma_{\varphi'_k} = 1,25 & \rightarrow \tan \varphi'_k / \gamma_{\varphi'_k} = 0,581 \\ & & \varphi'_d = \arctg(\tan \varphi'_k / \gamma_{\varphi'_k}) = 30,2^\circ \\ & \gamma_\gamma = 1 & \rightarrow \gamma'_d = \gamma'_k / \gamma_\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

Si calcolano l'indice di rigidità critico (3) e l'indice di rigidità effettivo (4), al fine di controllare il tipo di rottura del terreno (fondazione di tipo continuo nastriforme $\rightarrow L' = \infty$)

$$\begin{aligned} I_{R,crit} &= 0.5 \exp \left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B'}{L'} \right) \cdot \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'_d}{2} \right) \right] = \\ &= 0.5 \exp \left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B'}{\infty} \right) \cdot \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'_d}{2} \right) \right] \end{aligned} \quad (3)$$

$$I_{R,eff} = \frac{G}{c'_d + d_f \cdot \gamma'_{sup,d} \cdot \tan \varphi'_d} \quad (4)$$

Utilizzando una coesione di progetto “ c_d ” pari a zero ed un modulo di taglio pari a

$$G = E/[2 \cdot (1+\nu)] = 42000/[2 \cdot (1+0,3)] = 16154 \text{ kPa},$$

si ottengono i seguenti risultati:

$$\begin{array}{lll} \text{M1:} & I_{R,eff} = 975 & > & I_{R,crit} = 325 & \rightarrow & \text{rottura di tipo generale} \\ \text{M2:} & I_{R,eff} = 1219 & > & I_{R,crit} = 155 & \rightarrow & \text{rottura di tipo generale.} \end{array}$$

Di seguito vengono calcolati tutti i parametri necessari al calcolo della capacità portante.

Fattori adimensionali di capacità portante

$$N_q = \exp(\pi \cdot \tan \varphi'_d) \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi'_d/2) \quad (5)$$

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'_d \quad (6)$$

$$\begin{aligned} M1 : \quad N_q &= 37,75 \\ N_{\gamma} &= 53,40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M2 : \quad N_q &= 18,75 \\ N_{\gamma} &= 20,64 \end{aligned}$$

Fattori adimensionali correttivi per forma della fondazione ($L' = \infty$):

$$\begin{aligned} A1, M1 : \quad s_q &= 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi'_d = 1 \\ s_{\gamma} &= 1 - 0,3 \cdot (B'/L') = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A2, M2 : \quad s_q &= 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi'_d = 1 \\ s_{\gamma} &= 1 - 0,3 \cdot (B'/L') = 1 \end{aligned}$$

Non sono stati considerati fattori correttivi per carichi orizzontali e inclinazione della base di fondazione, poiché non presenti.

Carico ultimo e la resistenza di progetto vengono infine determinati secondo le formule

$$q_{ult} = (1/2 \cdot \gamma'_{inf,d} \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma}) + (\gamma'_{sup,d} \cdot d_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q), \quad (7)$$

$$q_d = q_{ult} / \gamma_R, \quad (8)$$

con γ_R fattore di sicurezza parziale sulla resistenza.

APPR. 1 – C. 1	A1 + M1 + R1 :	$q_d = 1278,6 / 1,0$	=	1278,6 kPa/m
APPR. 1 – C. 2	A2 + M2 + R2 :	$q_d = 588,6 / 1,8$	=	327 kPa/m
APPR.2	A1 + M1 + R3 :	$q_d = 1278,6 / 2,3$	=	555,9 kPa/m

La pressione trasmessa al terreno è pari a: $q = N_{Ed} / A'$.

APPR. 1 – C. 1	A1 + M1 + R1 :	$q = 165,5 / 0,824$	=	201,0 kPa/m
APPR. 1 – C. 2	A2 + M2 + R2 :	$q = 139,0 / 0,822$	=	169,2 kPa/m
APPR.2	A1 + M1 + R3 :	$q = 165,5 / 0,824$	=	201,0 kPa/m

La verifica di capacità portante è quindi soddisfatta essendo:

APPR. 1 – C. 1	A1 + M1 + R1 :	$q_d / q = 1278,6 / 201,0$	=	6,36 > 1
APPR. 1 – C. 2	A2 + M2 + R2 :	$q_d / q = 327 / 169,2$	=	1,93 > 1
APPR.2	A1 + M1 + R3 :	$q_d / q = 555,9 / 201,0$	=	2,77 > 1.

Come prevedibile la combinazione 1 dell'approccio 1, mirata essenzialmente al dimensionamento strutturale, non risulta significativa in questo particolare stato limite geotecnico. Inoltre, come si può notare, la combinazione 2 dell'approccio 1 risulta maggiormente penalizzante di quella indicata dall'approccio 2.

Nell'ipotesi di risalita della falda fino alla quota del piano di fondazione, va utilizzato il peso di volume immerso per il terreno al di sotto del piano di imposta

$$(\gamma'_{\text{inf,k}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 9,5 \text{ kN/m}^3, \gamma'_{\text{inf,d}} = \gamma'_{\text{inf,k}} / \gamma_\gamma = 9,5 / 1 = 9,5 \text{ kN/m}^3),$$

di conseguenza la resistenza di progetto diventa

APPR. 1 - C. 1

$$A1 + M1 + R1 : \quad q_d = 1069,7 / 1 = 1069,7 \text{ kPa/m} \quad \rightarrow \quad \text{riduzione del } 16,34\% \\ q_d / q = 5,32 > 1$$

APPR. 1 - C. 2

$$A2 + M2 + R2 : \quad q_d = 508,1 / 1,8 = 282,3 \text{ kPa/m} \quad \rightarrow \quad \text{riduzione del } 13,68\% \\ q_d / q = 1,67 > 1$$

APPR.2

$$A1 + M1 + R3 : \quad q_d = 1069,7 / 2,3 = 465,1 \text{ kPa/m} \quad \rightarrow \quad \text{riduzione del } 16,34\% \\ q_d / q = 2,31 > 1.$$

1.4. Calcolo del cedimento - SLE

Si analizza ora lo stato limite di servizio andando a valutare il cedimento massimo della fondazione e confrontandolo con quello limite.

Per il calcolo dei cedimenti si sceglie il metodo di Burland e Burbridge¹, il quale consente di utilizzare i risultati delle prove penetrometriche dinamiche di cui si dispone.

Si utilizza la formula seguente

$$w = w' \cdot \alpha_{\text{correttivo}} = \{ [q' - (2/3) \cdot \sigma'_{v0}] \cdot B^{0,7} \cdot I_c \} \cdot \alpha_{\text{correttivo}}, \quad (7)$$

dove q' rappresenta la pressione effettiva presente al piano di posa della fondazione, σ'_{v0} la pressione effettiva litostatica alla medesima quota, B la larghezza della fondazione, I_c l'indice di compressibilità e $\alpha_{\text{correttivo}}$ il prodotto di tre fattori di correzione, di seguito definiti.

Allo stato limite di servizio le azioni vengono moltiplicate per dei coefficienti parziali unitari, in altre parole compaiono con il loro valore caratteristico. Di conseguenza si ottengono le seguenti azioni sollecitanti

$$N_{\text{Ed(SLS)}} = 20 + 50 + 30 = 100 \text{ kN/m}, \\ N_{\text{fond}} = 15 \text{ kN/m}, \\ M_{\text{Ed(SLS)}} = 2 + 5 + 3 = 10 \text{ kN} \cdot \text{m/m}.$$

Si calcolano inizialmente larghezza, area reagente e carico totale (non netto) applicato alla fondazione:

$$B' = (B - 2 \cdot M_{\text{Ed(SLS)}} / (N_{\text{Ed(SLS)}} + N_{\text{fond}})) = 0,83 \text{ m/m}$$

¹ Il metodo di Burland e Burbridge è caratterizzato da maggiore affidabilità rispetto agli altri presenti in letteratura ([C] § 5.7.2).

$$A' = 1 \cdot 0,83 = 0,83 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$q' = (N_{\text{Ed(SLS)}} + N_{\text{fond}}) / A' = 139,21 \text{ kPa/m.}$$

Si procede successivamente al calcolo della tensione effettiva litostatica alla quota d'imposta della fondazione e lo spessore della zona di influenza:

$$\sigma'_{v0} = \gamma'_d \cdot d_f = 22,80 \text{ kPa/m}$$

$$Z_1 = B^{0,7} = 0,875 \text{ m.}$$

L'indice di compressibilità dipende dal valore medio degli N_{SPT} misurati all'interno della zona di influenza². In questo caso si ha:

$$N = 26$$

$$I_c = 1,71 / (N^{1,4}) = 0,018.$$

Si valutano i fattori correttivi dovuti a forma della fondazione, spessore dello strato comprimibile, tempo.

FORMA:	$f_s = 1,56$ (per fondazioni nastriformi [D])
STRATO COMPRIMIBILE:	non presente in questo esercizio
CORREZIONE TEMPORALE:	$R_3 = 0,3$; $R = 0,2$; $t = 50$ anni (> 3 anni), da cui
	$f_t = [1 + R_3 + R \cdot \log(t/3)] = 1,54$

Il cedimento calcolato è quindi pari a

$$w = [q' - (2/3) \cdot \sigma'_{v0}] \cdot B^{0,7} \cdot I_c = 1,938 \text{ mm.}$$

A questo valore si applica il coefficiente correttivo necessario alla stima del cedimento corretto

$$\alpha_{\text{correttivo}} = f_s \cdot f_h \cdot f_t = 2,409$$

$$w_{\text{corretto}} = w \cdot \alpha_{\text{correttivo}} = 4,67 \text{ mm} < 20 \text{ mm.}$$

La verifica di funzionalità strutturale può quindi dirsi soddisfatta.

1.5. Dimensionamento strutturale - SLU

Dal momento che il terreno presente fino alla quota d'imposta della fondazione può essere interessato da cicli di gelo e disgelo, si sceglie un calcestruzzo XF3 (EN206-1 prospetto1), di classe C25/30 ed un acciaio B450C.

Si assume un copriferro nominale c_{nom} di 50 mm (EN1992 § 4.4.1.2., Istruzioni (bozza) Norme Tecniche per le Costruzioni § C4.1.6.1.3) ed un diametro standard Φ dell'armatura resistente pari a 8mm.

Per comprendere il comportamento strutturale della fondazione, si valuta il rapporto tra la lunghezza dello sbalzo e l'altezza della sezione resistente (si ipotizza convenzionalmente

² Per sabbie fini e/o limose sotto falda si applica la correzione di Terzaghi e Peck per N superiore a 15 ([H] §.8.4.4, [C] § 5.7.2.

che sulla fondazione insista un setto di 40 cm di spessore)

$$l_s = 0,30 \text{ m} \leq 2h = 1,2 \text{ m.}$$

La fondazione è quindi rigida ed il valore di calcolo nel tirante di base si ricava da condizioni di equilibrio applicate al traliccio di figura 2, secondo le formule

$$T_{1d} = A_s \cdot f_{yd} = R_{1d} \cdot (x_1 - 0,25a_1) / (0,85 d), \quad (8)$$

$$T_{2d} = A_s \cdot f_{yd} = R_{2d} \cdot (x_2 - 0,25a_1) / (0,85 d), \quad (9)$$

dove R_{1d} e R_{2d} sono le risultanti della reazione del terreno, a_1 è la larghezza dell'elemento sovrastante la fondazione, x_1 e x_2 sono le distanze di applicazione delle risultanti, d è l'altezza utile.

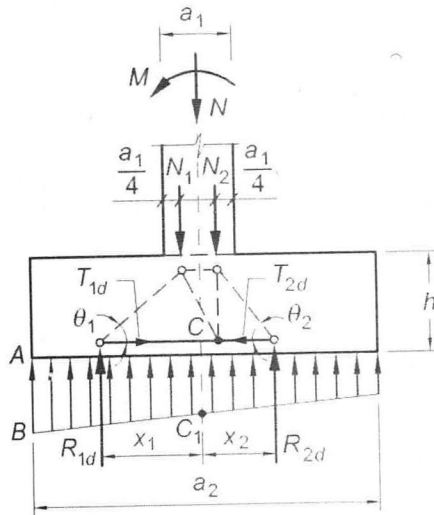


Figura 2. Schema di calcolo per fondazione rigida in presenza di carico eccentrico [C].

Considerando i coefficienti di combinazione A1 si ricavano i valori di calcolo delle sollecitazioni ($\gamma_{G1,sfav} = 1,3$, $\gamma_{G2,sfav} = \gamma_{Q,sfav} = 1,5$).

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= (G_k + N_{G1k}) \cdot \gamma_{G1,sfav} + N_{G2,k} \cdot \gamma_{G2,sfav} + N_{Qk} \cdot \gamma_{Q,sfav} &= & 165,50 \text{ kN/m} \\ M_{Ed} &= M_{G1k} \cdot \gamma_{G1,sfav} + M_{G2,k} \cdot \gamma_{G2,sfav} + M_{Qk} \cdot \gamma_{Q,sfav} &= & 14,60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Da queste si ottengono i valori di calcolo delle risultanti delle reazioni del terreno.

$$\begin{aligned} R_{1d} = N_1 &= N_{Ed}/2 - 2M_{Ed}/a_1 = 165,50/2 - 2 \cdot 14,6/0,4 = 9,75 \text{ kN/m} \\ R_{2d} = N_2 &= N_{Ed}/2 + 2M_{Ed}/a_1 = 165,50/2 + 2 \cdot 14,6/0,4 = 155,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Sarà quindi il valore di R_{2d} a determinare i ferri d'armatura. Per il calcolo dell'armatura si utilizzano i seguenti dati:

- copriferro di calcolo $c = c_{nom} + \Phi/2 = 50 + 8/2 = 54 \text{ mm};$
- altezza utile $d = h - c = 60 - 5.4 = 54,6 \text{ cm};$
- tensione di calcolo dell'acciaio $f_{yd} = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ MPa}.$

Se si ipotizza che le distanze “ x_1 ” e “ x_2 ” siano pari a metà della semilarghezza della fondazione (come riportato anche in [E] § 3.2.1.), si ottiene la seguente armatura resistente.

$$x_2 = 0,25 \text{ m}$$

$$T_{2d} = A_s \cdot f_{yd} = R_{2d} \cdot (x_2 - 0,25a_1) / (0,85 d) = 50,34 \text{ kN/m}$$

$$A_s = 128,65 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow 3\Phi 8/\text{m}$$

Se si adottasse invece un valore di “ x_2 ” maggiore, cosa possibile in virtù di un maggiore grado di approfondimento ed elaborazione del meccanismo resistente ipotizzato, ne deriverebbe un quantitativo di armatura superiore.

$$x_2 = 0,35 \text{ m}$$

$$T_{2d} = 83,90 \text{ kN/m}$$

$$A_s = 214,4 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow 5\Phi 8/\text{m}$$

Tale armatura può essere realizzata con staffe chiuse oppure con ferri risvoltati, avendo cura, in quest'ultimo caso, di calcolare adeguatamente la lunghezza di ancoraggio degli stessi.

2. Esempio n°2

2.1. Descrizione

Si verifichi a punzonamento il plinto di fondazione, sprovvisto di armatura a taglio, di dimensioni “ $B \times H \times s$ ” sul quale insiste un pilastro di dimensioni planimetriche “ $c_1 \times c_2$ ”. Lo sforzo di progetto (centrato) trasmesso dal pilastro è pari a V_{Ed} , ed il plinto è armato, inferiormente e superiormente, con barre $\Phi 16/200\text{mm}$.

- base plinto $B = 1200 \text{ mm};$
- altezza plinto $H = 1200 \text{ mm};$
- spessore plinto $s = 300 \text{ mm};$
- base pilastro $c_1 = c_2 = 300 \text{ mm};$
- azione di progetto $V_{Ed} = N_{Ed} = 900 \text{ kN}.$

2.2. Determinazione delle caratteristiche di progetto dei materiali

Si utilizza un'acciaio B450C ed un calcestruzzo C25/30 in classe di esposizione XC2 (D.M.14/01/2008 Tab.4.1.I, §4.1.2.1, §11.2.10; EN206-1 prospetto1; EN1992-1-1 prospetto 4.1), con le seguenti caratteristiche:

- tipo di acciaio $B450C;$
- tensione caratteristica di snervamento acciaio $f_{yk} = 450 \text{ MPa};$
- fattore di sicurezza parziale acciaio $\gamma_s = 1,15;$