



AZIENDA OSPEDALIERA "G.RUMMO"
VIA DELL'ANGELO 1 - 82110 BENEVENTO

**RIFUNZIONALIZZAZIONE IMPIANTO
DI DEPURAZIONE**

PROGETTO ESECUTIVO

**RELAZIONE GEOTECNICA SULLE
FONDAZIONI**

ELABORATO

R.D.05

FIRME

PROGETTISTA:

ARCH. FILIPPO SERINO

IL RUP

P.I. DOMENICO TISO

IL DIRETTORE SANITARIO

DOTT. MARIO IERVOLINO

IL DIRETTORE GENERALE

DOTT. RENATO PIZZUTI

Sommario

Sommario.....	2
Premessa.....	2
Normativa di riferimento.....	3
Caratterizzazione geotecnica.....	4
Scelta tipologica delle fondazioni.....	4
Verifiche di sicurezza.....	4
Carico limite fondazioni dirette.....	6
Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).....	10
Verifica in tensioni efficaci in assenza di falda.....	11
Fondazioni Dirette.....	16
Verifica in tensioni efficaci – falda a piano campagna.....	16

Premessa

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del “volume significativo” per l'opera in esame e valuta l'interazione opera / terreno ai fini della verifica della capacità portante del piano di posa delle vasche in CAV da alloggiare ad una quota dall'attuale p.c. di -3.00 metri

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio ed in particolare dei dati di laboratorio ricavati dal campione S2 - C1.

Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

”Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

”Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) ”Norme tecniche per le Costruzioni”

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

- **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”;

- **Eurocodice 7** – “Progettazione geotecnica” - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con

le disposizioni del D.M. 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”

Caratterizzazione geotecnica

Nel presente progetto, al fine di determinare la capacità portante del terreno di fondazione (resistenza di progetto), si è fatto riferimento alle risultanze delle indagini geologiche e più in particolare dei parametri caratteristici del campione S2 C1, prelevato nel silt argilloso debolmente sabbioso ad una profondità di circa -4.20 metri dal p.c. e che presenta le seguenti caratteristiche:

- *contenuto in acqua 39.29 %*
- *peso di volume naturale 18.08 kn/mc*
- *peso di volume secco 12.98 kn/mc*
- *peso specifico dei grani 26.63 Kn/mc*
- *indice dei vuoti 1.051*
- *porosità 51.24 %*
- *grado di saturazione 99.55 %*
- *peso di volume saturo 18.11 kn/mc*
- *angolo di attrito interno 16.60°*
- *coesione 19.70 kn/mq*
- *coesione non drenata 0.0044 kn/cm^q*

Scelta tipologica delle fondazioni

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche. Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da una platea in c.a dello spessore di 20 cm con doppia armatura in rete metallica

Verifiche di sicurezza

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito

al p. 2.6.1 del DM 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del DM 14/01/2008.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [DM 14/01/2008]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	A1	A2
		$F (0_E)$	(STR)	(GEO)
Permanenti	Favorevole	G1	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	G2	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
Variabili	Favorevole	Qi	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella 6.2.II del DM 14/01/2008.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [EN 1997-1:2005 (EC7)]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale	M1	M2
		M		
Angolo di attrito	$\tan k$	'	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	c'	1,00	1,25
Coesione non drenata	c_{uk}	c_u	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume			1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del DM 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \times D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, r = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 e_B \quad \text{ed} \quad L' = L - 2 e_L$$

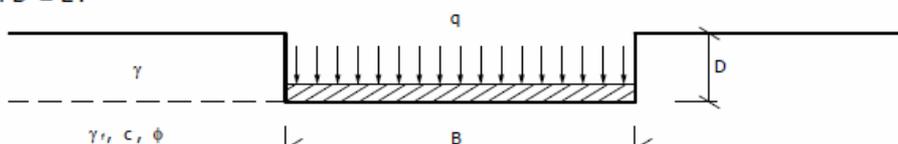
dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

con $B' \leq L'$.



Calcolo dei fattori $N_{c'}$, $N_{q'}$, N_{γ}

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$
$N_{\gamma} = 0$ se $\omega = 0$ $N_{\gamma} = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$	$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$

dove:

$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma $s_{c'}$, $s_{q'}$, s_{γ}

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_{\gamma} = 1 - 0,40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_{\gamma} = 1 - 0,40 \cdot \frac{B'}{L'}$

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa $d_{c'}$, $d_{q'}$, d_{γ}

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_{cr} , i_{qr} , i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se la forza H forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

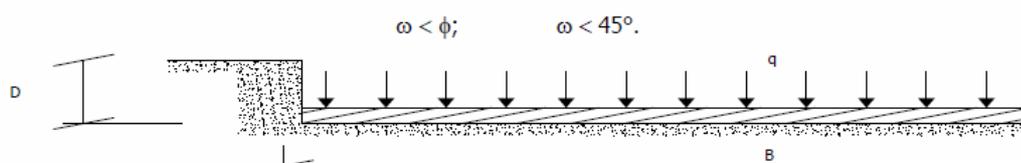
H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_{cr} , b_{qr} , b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$	$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega}$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:



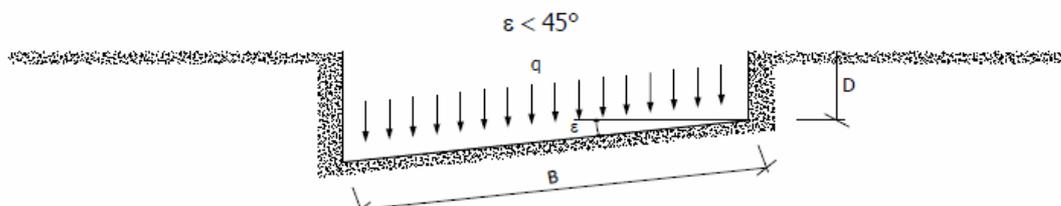
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_{cr} , g_{qr} , g_γ

Indicando con ϵ la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
---	---

$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno;}$$

E = modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5, a vantaggio di sicurezza;

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$\psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{ \left(0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \tan \phi + \frac{3,07 \sin \phi \cdot \text{Log}(2 I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine " $B \cdot N_\gamma$ ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2,5	3	3,5	4	5	10	20	100
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine " $B \cdot N_\gamma$ " è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni totale, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B.: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito ϕ sia nullo ($\phi=0$).

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Si precisa che la verifica è relativa alla vasca in CAV di dimensioni esterne: lunghezza= 7.5 metri; larghezza= 2.5 metri; altezza= 2.5 metri), il cui utilizzo è previsto nel comparto di equalizzazione e nitrificazione/denitrificazione.

Carichi permanenti

- **Cisterna**

Dimensioni esterne vasca: m 7,5 x 2,50 x (h=2,50)

Peso cisterna: kg 24.000=235.35KN

- **Soletta cisterna**

Dimensioni soletta: n°6 pz. m 1,25 x 2,50 x (h=0,28)/cad.

*Peso: kg 2.200/cad*6 =13200Kg= 127.48 KN*

- **Refluo**

Dimensioni esterne vasca: m 7,5 x 2,50 x (h=2,50)

*Peso refluo= 2.5*2.5*7.5*1000=46875 kg=460KN*

Totale carichi permanenti= 822.83 KN

Profondità piano di posa fondazione= -3.0 metri dal piano campagna

Verifica in tensioni efficaci in assenza di falda

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

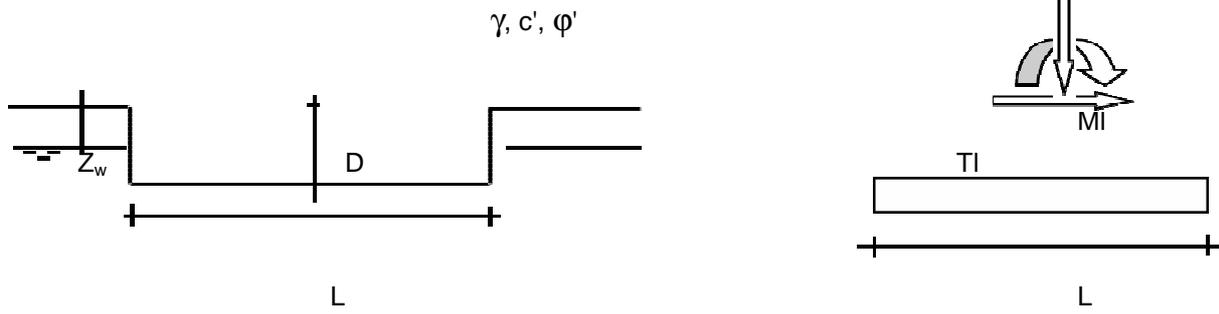
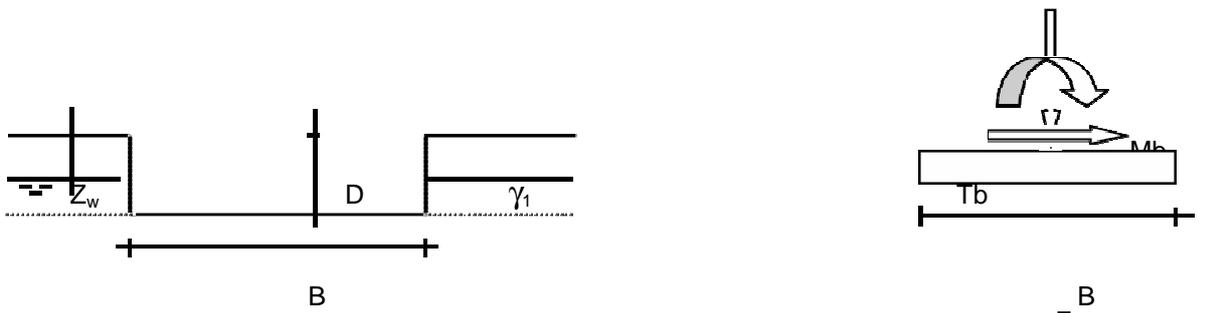
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanent i	temporane e variabili	$\tan \varphi'$	c'	qlim	scor r
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.0



(Per fondazione nastroforme L = 100 m)

- B = 2.50 (m)
- L = 7.50 (m)
- D = 3.00 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	822.83		1069.68
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00

H [kN]	0.00	0.00	0.00
--------	------	------	------

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno vedi campione S2 - C1

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 16.60 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 16.60 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 6.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 7.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 54.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 4.59$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 12.05$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 3.33$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.13$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.10$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.87$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25 \quad m = 1.75 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione
nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in
tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

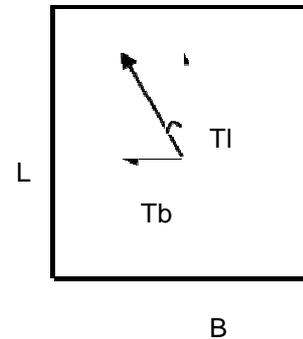
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.27$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.34$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 410.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 57.05 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 410.26 \geq q = 57.05 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 318.89 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 318.89 \geq H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

Fondazioni Dirette

Verifica in tensioni efficaci – falda a piano campagna

$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

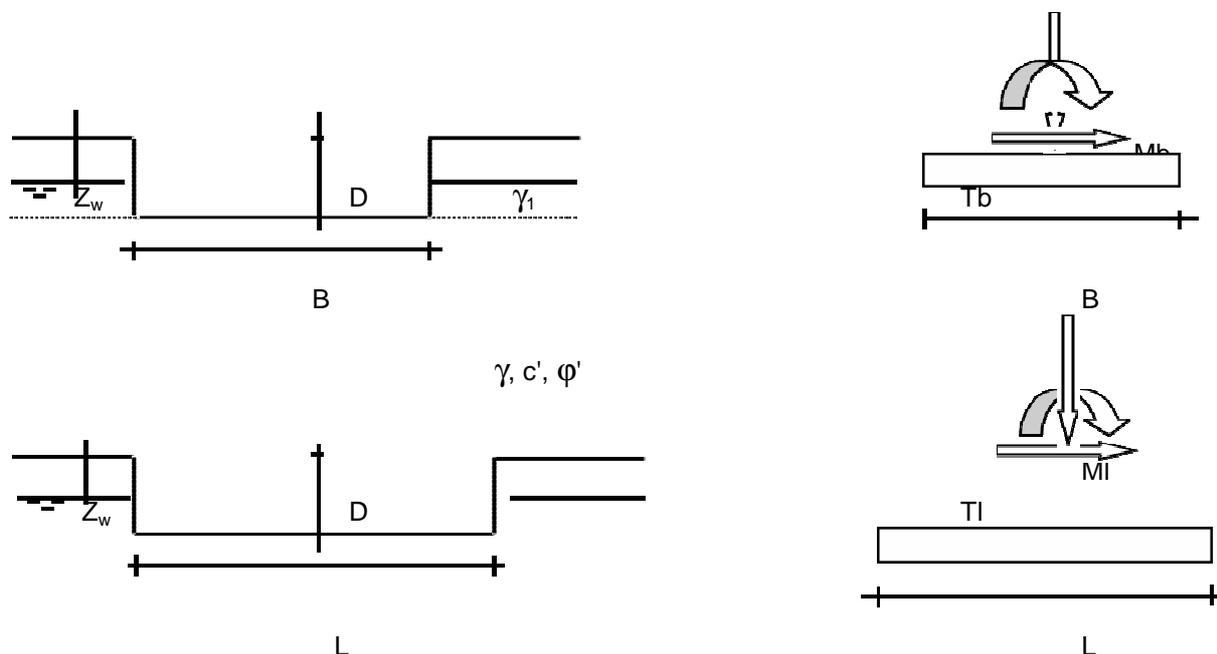
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanent i	temporane e variabili	$\tan \varphi'$	c'	qlim	scor r
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 2.50 (m)
L = 7.50 (m)
D = 3.00 (m)



	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporane	
N [kN]	822.83		1069.68
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00

TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 16.60 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 16.60 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 2.50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 7.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 24.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 8.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 4.59$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 12.05$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 3.33$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.13$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.10$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.87$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25 \quad m = 1.75 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione
nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in
tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

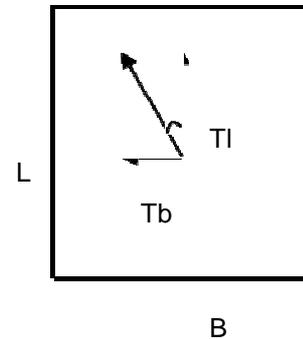
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.27$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.34$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan \varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 182.34 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 57.05 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 182.34 \geq q = 57.05 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 318.89 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 318.89 \geq H_d = 0.00 \quad (\text{kN})$$