



COMUNE DI **BARLETTA**

PROVINCIA DI Barletta-Andria-Trani

PROGETTO ESECUTIVO

Intervento di riqualificazione del velodromo ubicato presso la struttura sportiva "Stadio Comunale Lello Simeone"

CUP: H92H25000160001

Data: Marzo 2026



**ST.06**

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni - Tribune

REV. 1

**RUP**

**Geom. Ruggiero Leone**

**PROGETTISTI**

**Ing. Antonio Gatto**

**Ing. Iolanda Aita**

**Comune di Barletta**  
**Provincia di Provincia di Barletta-Andria-Trani**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE  
E DELLE FONDAZIONI**

**OGGETTO:** Relazione geotecnica relativa al progetto "Riqualficazione del velodromo ubicato presso la struttura sportiva stadio comunale "Lello Simeone""

...

**COMMITTENTE:** ...

Il Progettista

\_\_\_\_\_  
(...)

Il Direttore dei Lavori

Il Collaudatore

\_\_\_\_\_  
(...)

\_\_\_\_\_  
(...)

...

... - ...

... - ...

...

## 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

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 del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

## 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**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 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle 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 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

**Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica"** - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Il calcolo è stato eseguito nel rispetto delle disposizioni riportate nella normativa D.M. 17/01/2018.

## 3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

### 3.1 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

### TERRENI

N <sub>TRN</sub>	$\gamma_T$ [N/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{Ts}$ [N/m <sup>3</sup> ]	K <sub>1</sub>			$\phi$ [°]	C <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	c' [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>cu</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Terreni	
			K <sub>1X</sub> [N/cm <sup>3</sup> ]	K <sub>1Y</sub> [N/cm <sup>3</sup> ]	K <sub>1Z</sub> [N/cm <sup>3</sup> ]						A <sub>S-B</sub>	ST_P
Sabbia ghiaiosa												

N <sub>TRN</sub>	γ <sub>T</sub> [N/m <sup>3</sup> ]	γ <sub>Ts</sub> [N/m <sup>3</sup> ]	K <sub>1</sub>			φ [°]	c <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	c' [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>cu</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	A <sub>S-B</sub>	ST_P
			K <sub>1x</sub> [N/cm <sup>3</sup> ]	K <sub>1y</sub> [N/cm <sup>3</sup> ]	K <sub>1z</sub> [N/cm <sup>3</sup> ]							
T001	18 000	18 000	80	80	300	35	0,000	0,000	150	0	0,000	NO
<b>Sabbia argillosa</b>												
T002	19 000	19 000	60	60	200	29	0,000	0,000	9	0	0,000	NO
<b>Argilla sabbiosa</b>												
T003	18 000	18 000	10	10	30	0	0,096	0,000	9	1	0,750	NO
<b>Argilla limosa</b>												
T004	18 000	18 000	60	60	300	35	0,200	0,000	1	140	0,000	NO

**LEGENDA:**

- N<sub>TRN</sub>** Numero identificativo del terreno.
- γ<sub>T</sub>** Peso specifico del terreno.
- γ<sub>Ts</sub>** Peso specifico saturo del terreno.
- K<sub>1</sub>** Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K<sub>1x</sub>), Y (K<sub>1y</sub>), e Z (K<sub>1z</sub>).
- φ** Angolo di attrito del terreno.
- c<sub>u</sub>** Coesione non drenata.
- c'** Coesione efficace.
- E<sub>d</sub>** Modulo edometrico.
- E<sub>cu</sub>** Modulo elastico in condizione non drenate.
- A<sub>S-B</sub>** Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.
- ST\_P** [SI]: Il terreno è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra; [NO]: Il terreno NON è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra.

**STRATIGRAFIE**

N <sub>TRN</sub>	Q <sub>i</sub> [m]	Q <sub>f</sub> [m]	Cmp. S.	Add	Stratigrafie
					ΔEd
<b>[S001]-Stratigrafia Terreno</b>					
T001	0,00	-1,50	incoerente	sciolto	nulla
T002	-1,50	-4,50	incoerente	sciolto	nulla
T003	-4,50	-8,50	incoerente	sciolto	nulla
T004	-8,50	INF	incoerente	sciolto	nulla

**LEGENDA:**

- N<sub>TRN</sub>** Numero identificativo della stratigrafia.
- Q<sub>i</sub>** Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
- Q<sub>f</sub>** Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
- Cmp. S.** Comportamento dello strato.
- Add** Addensamento dello strato.
- ΔEd** Variazione con la profondità del modulo edometrico.

**NB:** Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q<sub>lim</sub>) viene fatto su un terreno "equivalente" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "significativa" (stabilita come "Multiplo della dimensione significativa della fondazione").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato, } i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato, } i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con i = 1,..., n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

La **profondità o altezza significativa** del volume di calcolo del terreno, usata nelle varie verifiche geotecniche svolte dal programma, come già precedentemente accennato, è funzione del parametro *Multiplo della dimensione significativa della fondazione (m<sub>df</sub>)*.

Per le fondazioni di tipo *travi continue* la profondità significativa h<sub>vs</sub> del volume di calcolo è pari a:

$$h_{vs} = b \cdot m_{df};$$

dove b è la larghezza della fondazione.

Per le fondazioni di tipo a *platea o a plinti* la profondità significativa h<sub>vs</sub> del volume di calcolo è pari a:

$$h_{vs} = d_m \cdot m_{df};$$

dove  $d_m$  è la media delle dimensioni della base di impronta della platea o del plinto.

Nella seguente tabella sono riportati i valori attribuibili al parametro  $m_{df}$  ed il valore predefinito proposto dal programma.

Tipo di fondazione	Range di valori possibili di $m_{df}$	Valore predefinito di $m_{df}$
Travi continue	[1; 3]	3
Platee e plinti	[1; 3]	2

### 3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "volume significativo" investigato.

### 3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

## 4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi paragrafi.

### 4.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

## 5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette.

## 6 - 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 strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, 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 D.M. 2018.

**Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni** [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

**Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno** [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	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 D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

**Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

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

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.

## 6.1 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 =  $\gamma \cdot D$  = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
- $\gamma$  = 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;
- $\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;
- s, d, i, g, b,  $\Psi$ , r = coefficienti correttivi.

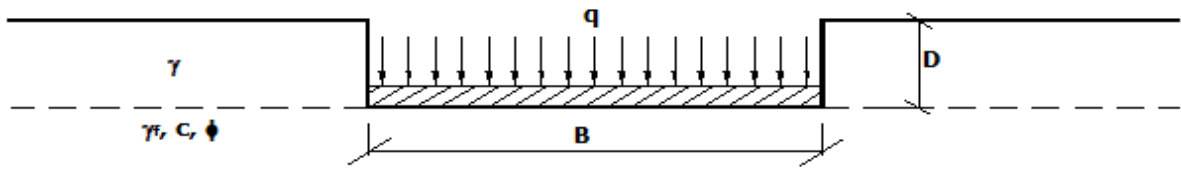
**NB:** Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad e_B = \text{eccentricità parallela al lato di dimensione B;}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

$e_L$  = eccentricità parallela al lato di dimensione  $L$ ;  
con  $B' \leq L'$ .

dove:



### Calcolo dei fattori $N_c$ , $N_q$ , $N_\gamma$

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;

$\phi$  = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$\omega$  = angolo di inclinazione del piano campagna.

### Calcolo dei fattori di forma $s_c$ , $s_q$ , $s_\gamma$

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \phi = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con  $B'/L' < 1$ .

### Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa $d_c$ , $d_q$ , $d_\gamma$

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 $i_c$ , $i_q$ , $i_\gamma$

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

se la forza  $H$  è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

se la forza  $H$  è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

se la forza  $H$  forma un angolo  $\theta$  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:

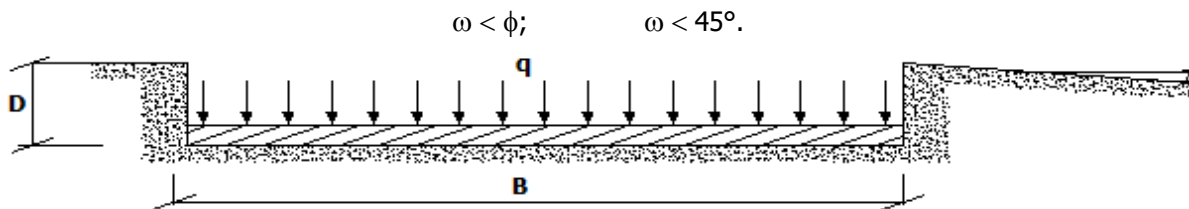
H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;  
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna $b_c$ , $b_{q\gamma}$ , $b_\gamma$

Indicando con  $\omega$  la pendenza del piano campagna, si ha:

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

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

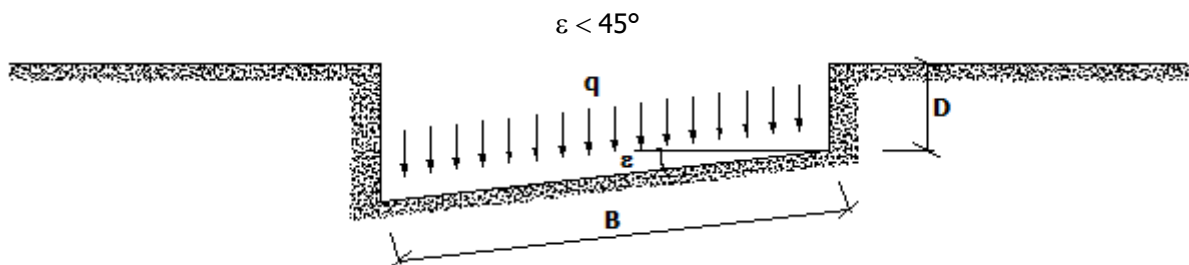


### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa $g_c$ , $g_{q\gamma}$ , $g_\gamma$

Indicando con  $\varepsilon$  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 $\psi_c$ , $\psi_q$ , $\psi_\gamma$

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

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

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

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

$\nu$  = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);  
 $\sigma$  = tensione litostatica alla profondità  $D+B/2$ .

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento  $\Psi_c$ ,  $\Psi_q$ ,  $\Psi_\gamma$  sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza  $I_r$  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 ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$\Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left( 0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \cdot \tan \phi + \frac{3.07 \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

**Correzione per fondazione tipo piastra**

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N<sub>γ</sub>", 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<sub>γ</sub>:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r<sub>γ</sub> al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r <sub>γ</sub>	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·N<sub>γ</sub>" 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<sub>u</sub> = coesione non drenata;

γ<sub>sat</sub> = 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 (φ = 0).

**Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)**

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna Q<sub>d,Rd</sub>, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R<sub>d</sub>, ossia il rapporto fra il carico limite q<sub>lim</sub> (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ<sub>R</sub> relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ<sub>R</sub> è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q<sub>Ed</sub> e Q<sub>d,Rd</sub> è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "per N<sub>q</sub>, per N<sub>c</sub> e per N<sub>γ</sub>", relative ai "Coef. Cor. Terzaghi", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

Coef. Cor. Terzaghi per  $N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_{q,z}$   
 Coef. Cor. Terzaghi per  $N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_{c,z}$   
 Coef. Cor. Terzaghi per  $N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_{\gamma,r} \cdot Z_\gamma \cdot C_\gamma$

## VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id <sub>Fnd</sub>	CS	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	R <sub>tz</sub>	Z <sub>p.cmp</sub>	Z <sub>Fid</sub>	Cmp T	C. Terzaghi						Q <sub>Ed</sub>	Q <sub>Rd</sub>	R <sub>f</sub>
								per N <sub>q</sub>	per N <sub>c</sub>	per N <sub>γ</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Platea 1	1,18	26,91	2,01	180,0 0	0,80	-	NON Coesivo	0,40	0,14	0,34	1,00	5,14	0,00	0,045	0,054	N O

### LEGENDA:

- Id<sub>Fnd</sub>** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.  
**CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).  
**L<sub>x/y</sub>** Dimensioni dell'elemento di fondazione.  
**R<sub>tz</sub>** Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.  
**Z<sub>p.cmp</sub>** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.  
**Z<sub>Fid</sub>** Profondità della falda dal piano campagna.  
**Cmp T** Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.  
**C.** Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.  
**Terzaghi**  
**hi**  
**Q<sub>Ed</sub>** Carico di progetto sul terreno.  
**Q<sub>Rd</sub>** Resistenza di progetto del terreno.  
**R<sub>f</sub>** [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

..., 21/12/2025

*Il progettista strutturale*

...

*Per presa visione, il direttore dei lavori*

...

*Per presa visione, il collaudatore*

...

