



**PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE, LA VALORIZZAZIONE E LA GESTIONE DEL PORTO TURISTICO DI VILLANOVA DI OSTUNI (BR)**  
ISTANZA DI CONCESSIONE DEMANIALE MARITTIMA AI SENSI DELL'ARTICOLO 36 DEL CODICE DELLA NAVIGAZIONE



COMMITTENTE

**A.T.I.: C.R. COSTRUZIONI S.r.l. - FRAVER S.r.l.**

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

**dott. ing. Roberto MELPIGNANO - Dirigente U.T.C.**

PROGETTISTI

COORDINAMENTO

**prof. dott. ing. Vitantonio VITONE (resp.) - dott. ing. Luigi MAGGI**

PROGETTAZIONE GENERALE, OPERE EDILI, OPERE STRUTTURALI - RESTAURO EDIFICI STORICI

**dott. ing. Francesco NOTARO (resp.) - dott. arch. Annunziata DEL MONACO (resp.) - dott. Grazia CAVALLO**

OPERE PORTUALI DI DIFESA - OPERE A MARE - INTERVENTI DI DRAGAGGIO - STUDIO METEO MARINO

**dott. ing. Gianluca LOLIVA**

IMPIANTI IDRICO-SANITARIO, TRATTAMENTO ACQUE METEORICHE, DISTRIBUZIONE CARBURANTE

**dott. ing. Vitantonio MASTRO**

IMPIANTI ANTINCENDIO

**dott. ing. Francesco NOTARO**

IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI, ILLUMINAZIONE, FOTOVOLTAICO, CLIMATIZZAZIONE

**dott. ing. Angelo Raffaele Vito RIZZO**

SISTEMAZIONI ESTERNE E ARREDO URBANO

**dott. arch. Valentina SANTORO**

ARCHEOLOGIA

**dott. Gianpaolo COLUCCI - dott. arch. Valentina SANTORO - dott. Giuseppina GALIANDRO**

IMPATTO AMBIENTALE

**dott. arch. Vittoria BIEGO (ACQUATECNO S.R.L.) (resp.) - dott. Mario IMPERATRICE - dott. ing. Ania TROVISO**

GEOLOGIA

**dott. Antonio Mattia FUSCO**

COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

**dott. ing. Giuseppe DI GREGORIO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

Titolo

**STRUTTURE  
EDIFICIO CENTRO SERVIZI BLOCCO B  
RELAZIONE GEOTECNICA**

Elaborato

**RES\_R8**

Data

**Dicembre 2018**

Scala

-----

**PROGETTO DEFINITIVO DI CALCOLO DELLE STRUTTURE PER LA  
REALIZZAZIONE DELL'EDIFICIO "CENTRO SERVIZI BLOCCO B".**

---

**R\_GEO|BLOC\_B. –RELAZIONE GEOTECNICA: CENTRO SERVIZI  
BLOCCO B**

## 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.)

“*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:

**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*”.

**Eurocodice 7 - “Progettazione geotecnica” - ENV 1997-1** per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”.

## 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 Area di sedime

La struttura si posiziona nella parte sud-est del porto, vicino all'attuale Lega Navale e si erge su di un blocco basamentale di calcestruzzo armato che attualmente funge da banchina.

### 3.2 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>	□ <sub>T</sub>	K			□	c <sub>u</sub>	c'	E <sub>d</sub>	E <sub>cu</sub>	A <sub>S-B</sub>	Terreni
		K <sub>X</sub>	K <sub>Y</sub>	K <sub>Z</sub>							
	[N/m <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[°]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
<b>Calcare scarsamente fratturato</b>											
T001	24.000	100	100	1000	40	0,000	0,000	25.000	0	0,000	
<b>Sabbia argillosa mediamente consolidata</b>											
T002	18.000	60	60	200	32	0,000	0,000	60	0	0,000	

### LEGENDA:

<b>N<sub>TRN</sub></b>	Numero identificativo del terreno.
<b>□<sub>T</sub></b>	Peso specifico del terreno.
<b>K</b>	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K <sub>X</sub> ), Y (K <sub>Y</sub> ), e Z (K <sub>Z</sub> ).
<b>□</b>	Angolo di attrito del terreno.
<b>c<sub>u</sub></b>	Coesione non drenata.
<b>c'</b>	Coesione efficace.
<b>E<sub>d</sub></b>	Modulo edometrico.
<b>E<sub>cu</sub></b>	Modulo elastico in condizione non drenate.
<b>A<sub>S-B</sub></b>	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

**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).

### 3.3 Idrogeologia

Tipologia di falda	Quota Piezometrica

### 3.4 Problematiche riscontrate

Non vi sono Problematiche riscontrate

## 4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

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 rigidità 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.

### 4.2 Pericolosità sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 7 del D.M. 2018 per le  
A.T.I.: C.R. COSTRUZIONI S.r.l. – FRAVER S.r.l.

costruzioni da edificarsi in siti con  $a_g S < 0.075g$ . In particolare si è fatto riferimento alla procedura semplificata indicata come **metodo 2** al par. C7 della Circolare n. 617 del 02/02/2009.

In tal caso le sollecitazioni sismiche, per tutti i **tipi di costruzione, le classi d'uso** e per qualsiasi **categoria di sottosuolo** del terreno, debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel §2.5.3 D.M. 2018 ed applicando, in due direzioni ortogonali, un sistema di forze orizzontali calcolate con l'espressione [7.3.7], assumendo  $F_h = 0,10 W \alpha$  (con  $\alpha$  definita al §7.3.3.2).

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al **Datum ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.790648	17.588047	3

## 5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

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:

- fondazioni dirette.

## 6 - MODALITA' COSTRUTTIVE

La struttura si poggerà su uno strato resistente attualmente presente in loco che costituisce l'attuale banchina del molo, quest'ultima è realizzata in calcestruzzo armato. La nostra struttura andrà a porre le proprie fondazioni, mediante dei plinti, sullo strato resistente sopra citato; il tutto sarà accertato e verificato in fase d'esecuzione.

## 7 - 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 $\alpha_F$ (o $\alpha_E$ )	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\alpha_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\alpha_{G2}$	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	$\alpha_{Qi}$	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  $\alpha_{G1}$

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 $\alpha_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \alpha_k$	$\alpha_{\alpha}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\alpha_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\alpha_{cu}$	1,00	1,40

Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_f$	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.

### 7.1 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  $Q_{lim}$  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 unitario 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 unitario 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.

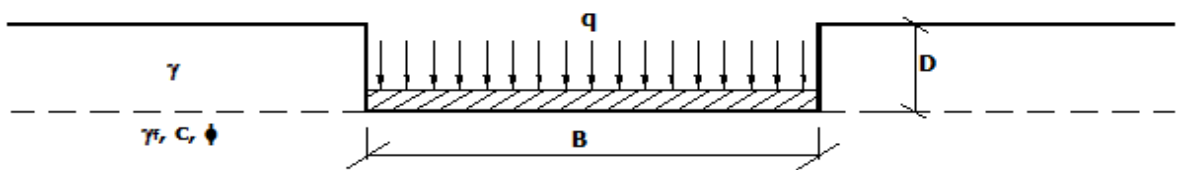
**NB:** Se la risultante dei carichi verticali  $Q$  è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

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

$$L' = L - 2 \sum e_L \quad e_L = \text{eccentricità parallela al lato di dimensione L};$$

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 ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )
$N_c = 2 + \phi$	$N_c = (N_q - 1) \sum \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{-\sum \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\phi = 0$ $N_\gamma = -2 \sum \sin \phi$ se $\phi \neq 0$	$N_\gamma = 2 \sum (N_q + 1) \sum \tan \phi$

dove:

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

- $\phi$  = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- $\phi \phi$  = 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  $d_c, d_q, d_\square$**

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 ( $c \neq 0, \square = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \square \neq 0$ )
$d_c = 1 + 0,4 \sum K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \sum \tan \square \cdot (1 - \sin \square)^2 \sum K$
$d_\square = 1$	$d_\square = 1$

**Calcolo dei fattori di inclinazione del carico  $i_c, i_q, i_\square$**

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

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

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

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.

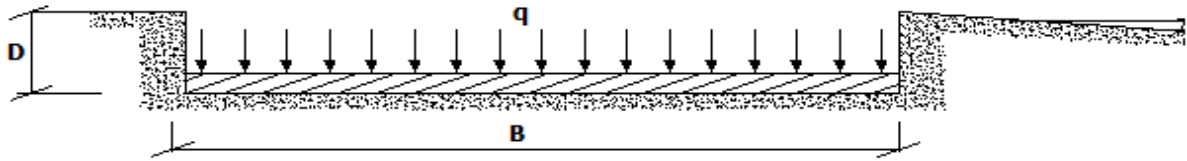
**Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna  $b_c, b_q, b_\square$**

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

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

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

$$\square \leq 45^\circ;$$



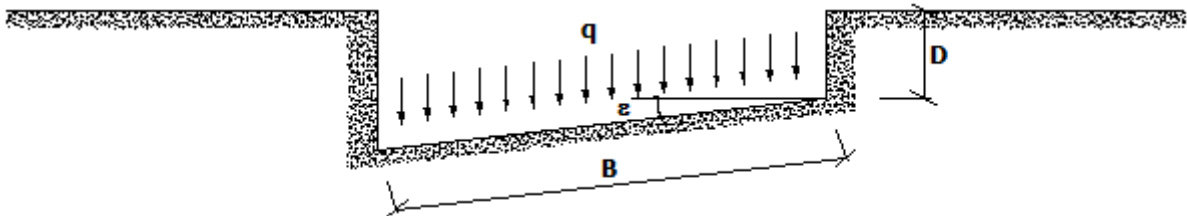
**Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa  $g_c, g_q, g_\sigma$**

Indicando con  $\alpha$  la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \alpha = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \alpha \neq 0$ )
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \alpha \cdot \tan \alpha)^2$
$g_\sigma = 1$	$g_\sigma = g_q$

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

$$\alpha \leq 45^\circ$$



**Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento  $\psi_c, \psi_q, \psi_\sigma$**

Si definisce l'indice di rigidezza 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 E' 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  $\psi_c, \psi_q, \psi_\sigma$  sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza  $I_r$  si mantiene inferiore al valore critico:

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

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

**Correzione per fondazione tipo piastra**

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine “B·N $\alpha$ ”, 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  $r_\alpha$ :

$$r_\alpha = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

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

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
-------	---	-----	---	-----	---	---	----	----	-----



$r_{\square}$	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 “ $B \cdot N_{\square}$ ” è predominante.

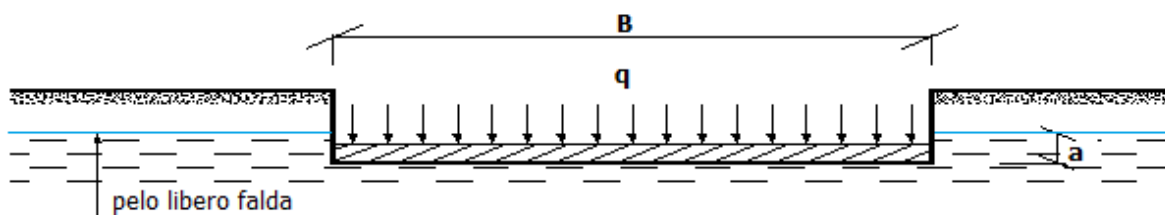
### Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda  $\ddot{E}$  compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione, ad un'altezza  $a$  sopra il piano di posa, l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma'_f \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot \Psi_{\gamma} \cdot r_{\gamma} + \gamma_{H_2O} \cdot a$$

dove la tensione litostatica al piano di posa  $\ddot{E}$  valutata come:

$$q = \square \sum (D-a) + \square' \sum a$$

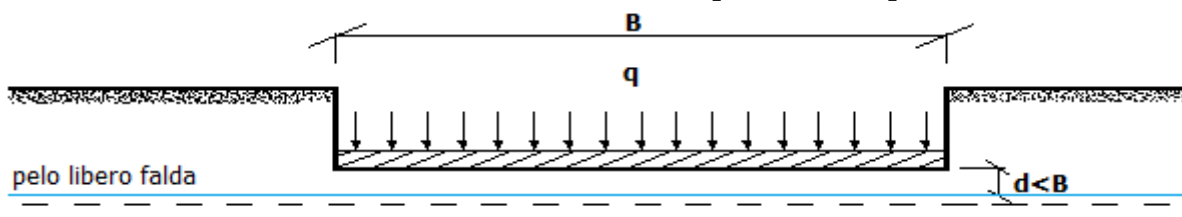


Se il pelo libero della falda  $\ddot{E}$  al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità  $d$ , tale che:

$$D \leq d \leq D+B, \quad \text{o in altri termini} \quad d < B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:

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



Se il pelo libero della falda  $\ddot{E}$  al di sotto del piano campagna di una profondità  $d$ , tale che:

$$d \geq D+B, \quad \text{o in altri termini} \quad d \geq B$$

la presenza della falda viene trascurata.

### 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;

$\square_{sat}$  = peso unitario 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  $\square$  sia nullo ( $\square = 0$ ).

## 7.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**). L'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in

conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

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

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

- $z_c, z_q, z_\square$  = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
- $c_\square$  = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

**Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico  $c_\square$**

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_\square$  in funzione del coefficiente sismico  $K_{hk}$  che È pari a:

$$K_{hk} = \square_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

dove:

- $\square_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità;
- $S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica;
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\square_s$  sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	$\square_s$	$\square_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico  $c_\square$  è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \square = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \square \neq 0$ )
$c_\square = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$ , altrimenti $c_\square = 0$

**Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale  $z_c, z_q, z_\square$**

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$ .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ( $c \neq 0, \square = 0$ )	Terreni dotati di attrito e coesione ( $c \neq 0, \square \neq 0$ )	
$z_c = z_q = z_\square = 1$	$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$ altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0.35}$	se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $z_\square = z_q = 0$

dove:

$K_{hi}$  È ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_s \sum S_T \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico  $K_{hi}$  coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per  $T = 0$  ed È indipendente dalle combinazioni di carico.

**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  $Q_{d,Rd}$ , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza  $R_d$ , ossia il rapporto fra il carico limite  $q_{lim}$  (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- $\Sigma$  la coppia  $Q_{Ed}$  e  $Q_{d,Rd}$  è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- $\Sigma$  nelle colonne "per  $N_q$ , per  $N_c$  e per  $N_{\square}$ ", 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:

$$\begin{aligned} \text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q &= s_q \cdot d_q \cdot \sum i_q \cdot g_q \cdot \sum b_q \cdot \gamma_q \cdot \sum z_q \\ \text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c &= s_c \cdot \sum d_c \cdot i_c \cdot \sum g_c \cdot b_c \cdot \sum \gamma_c \cdot z_c \\ \text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_{\square} &= s_{\square} \cdot d_{\square} \cdot \sum i_{\square} \cdot g_{\square} \cdot \sum b_{\square} \cdot \gamma_{\square} \cdot \sum r_{\square} \cdot z_{\square} \cdot C_{\square} \end{aligned}$$

### VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

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			N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>□</sub>	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>□</sub>						
Plinto 1	34,25	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,85	0,00	0,53	64,20	75,31	109,41	0,036	1,237	N
Plinto 2	5,86	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,63	0,00	0,53	23,18	35,49	30,21	0,048	0,282	O
Plinto 3	3,26	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,28	0,00	0,40	23,18	35,49	30,21	0,064	0,209	N
Plinto 4	4,55	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,68	0,00	0,54	23,18	35,49	30,21	0,063	0,287	O
Plinto 5	5,12	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,53	0,00	0,47	23,18	35,49	30,21	0,050	0,256	N
Plinto 6	5,36	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,66	0,00	0,55	23,18	35,49	30,21	0,054	0,288	O
Plinto 11	7,13	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,66	0,00	0,53	23,18	35,49	30,21	0,040	0,282	N
Plinto 12	5,35	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,62	0,00	0,52	23,18	35,49	30,21	0,052	0,279	O
Plinto 7	3,10	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,74	0,00	0,57	23,18	35,49	30,21	0,098	0,303	N
Plinto 8	3,01	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,67	0,00	0,53	23,18	35,49	30,21	0,095	0,287	O
Plinto 14	2,52	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,59	0,00	0,52	23,18	35,49	30,21	0,108	0,273	N
Plinto 13	3,56	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,30	0,00	0,38	23,18	35,49	30,21	0,060	0,212	O
Plinto 9	3,10	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,66	0,00	0,56	23,18	35,49	30,21	0,092	0,287	N
Plinto 10	6,19	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,77	0,00	0,57	23,18	35,49	30,21	0,050	0,308	O
Plinto 15	2,70	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,48	0,00	0,47	23,18	35,49	30,21	0,092	0,248	N
Plinto 17	2,75	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,42	0,00	0,45	23,18	35,49	30,21	0,086	0,236	O
Plinto 16	2,74	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,41	0,00	0,45	23,18	35,49	30,21	0,086	0,234	N
Plinto 18	4,60	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,42	0,00	0,45	23,18	35,49	30,21	0,051	0,236	O
Plinto 21	5,24	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,44	0,00	0,42	23,18	35,49	30,21	0,046	0,243	N
Plinto 22	11,73	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,71	0,00	0,56	23,18	35,49	30,21	0,025	0,299	O
Plinto 20	11,76	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,71	0,00	0,56	23,18	35,49	30,21	0,025	0,299	N
Plinto 19	4,67	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,41	0,00	0,45	23,18	35,49	30,21	0,050	0,235	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.

**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.comp</sub>	Z <sub>Fld</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>∅</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>∅</sub>			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	

**Z<sub>P.comp</sub>** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.  
**Z<sub>Fld</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.

**VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD**

**Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD**

Id <sub>Fnd</sub>	CS	L <sub>X</sub>	L <sub>Y</sub>	R <sub>tz</sub>	Z <sub>P.comp</sub>	Z <sub>Fld</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>∅</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>∅</sub>			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
Plinto 1	68,10	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,80	0,00	0,52	64,20	75,31	109,41	0,023	1,537	NON
Plinto 2	12,36	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,57	0,00	0,51	23,18	35,49	30,21	0,028	0,347	NON
Plinto 3	7,32	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,28	0,00	0,41	23,18	35,49	30,21	0,037	0,272	NON
Plinto 4	9,25	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,60	0,00	0,51	23,18	35,49	30,21	0,038	0,351	NON
Plinto 5	10,57	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,47	0,00	0,46	23,18	35,49	30,21	0,030	0,316	NON
Plinto 6	11,35	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,59	0,00	0,52	23,18	35,49	30,21	0,031	0,352	NON
Plinto 11	14,25	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,59	0,00	0,50	23,18	35,49	30,21	0,024	0,346	NON
Plinto 12	11,38	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,56	0,00	0,50	23,18	35,49	30,21	0,030	0,343	NON
Plinto 7	7,11	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,63	0,00	0,53	23,18	35,49	30,21	0,051	0,363	NON
Plinto 8	6,66	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,58	0,00	0,50	23,18	35,49	30,21	0,052	0,346	NON
Plinto 14	5,78	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,52	0,00	0,50	23,18	35,49	30,21	0,058	0,333	NON
Plinto 13	8,02	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,27	0,00	0,39	23,18	35,49	30,21	0,034	0,269	NON
Plinto 9	7,27	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,57	0,00	0,53	23,18	35,49	30,21	0,048	0,348	NON
Plinto 10	13,14	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,67	0,00	0,54	23,18	35,49	30,21	0,029	0,375	NON
Plinto 15	6,17	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,43	0,00	0,45	23,18	35,49	30,21	0,050	0,307	NON
Plinto 17	6,33	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,38	0,00	0,43	23,18	35,49	30,21	0,046	0,294	NON
Plinto 16	6,31	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,37	0,00	0,43	23,18	35,49	30,21	0,046	0,293	NON
Plinto 18	10,40	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,38	0,00	0,45	23,18	35,49	30,21	0,029	0,298	NON
Plinto 21	11,69	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,43	0,00	0,42	23,18	35,49	30,21	0,027	0,310	NON
Plinto 22	22,37	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,52	23,18	35,49	30,21	0,016	0,366	NON
Plinto 20	22,41	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,52	23,18	35,49	30,21	0,016	0,366	NON
Plinto 19	10,41	1,50	1,50	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,38	0,00	0,45	23,18	35,49	30,21	0,029	0,298	NON

**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.comp</sub>** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
- Z<sub>Fld</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.

**Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD**

Id <sub>Fnd</sub>	CS	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	R <sub>tz</sub>	Z <sub>P.comp</sub>	Z <sub>Fld</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>□</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>□</sub>			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	

**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.