



Ing. Cesare Caracciolo

Via Baronia 1 int. 1 – 23823 – Colico (LC)

e-mail : cesare.caracciolo@ingpec.eu

Progettazione civile e industriale, energie rinnovabili

P.iva : 03446440137

Tel. : +39 3335361443



**COMUNE DI COLICO
PROVINCIA DI LECCO**

**"REALIZZAZIONE PIAZZOLA ECOLOGICA – OPERE
STRUTTURALI"**

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RELAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI

Data	Revisione	Firma	Timbro	Allegato
Dicembre2020	0 – Emissione	Cesare Caracciolo		C

**Comune di Colico
Provincia di Lecco**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE
E DELLE FONDAZIONI**

OGGETTO: Relazione geotecnica relativa al progetto "Opere di fondazione presso la nuova piazzola ecologica da realizzarsi in colico (LC)"
Opere di fondazione

COMMITTENTE: Amministrazione comunale di Colico (LC)
Colico, 21/12/2020

Il Progettista

(ING. CESARE CARACCILO)

Il Direttore dei Lavori

Il Collaudatore

(DA DEFINIRE)

(DA DEFINIRE)

ING. CESARE CARACCILO
VIA BARONIA, 1, i. 01 - 23823 - COLICO (LC)
3335361443 - cesarecaracciolo@libero.it



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".

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 _{TRN}	γ _T [N/m ³]	K ₁			φ [°]	c _u [N/mm ²]	c' [N/mm ²]	E _d [N/mm ²]	E _{cu} [N/mm ²]	Terreni
		K _{1x} [N/cm ³]	K _{1y} [N/cm ³]	K _{1z} [N/cm ³]						A _{S-B}
Strato 1										
T001	18.000	30	30	90	28	0,000	0,000	14	0	0,000
Strato 2										
T002	19.000	15	15	50	33	0,000	0,000	6	0	0,000
Strato 3										

N _{TRN}	γ _T [N/m ³]	K ₁			φ [°]	c _u [N/mm ²]	c' [N/mm ²]	E _d [N/mm ²]	E _{cu} [N/mm ²]	A _{S-B}
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}						
		[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]						
T003	19.500	50	50	150	36	0,000	0,000	14	0	0,000
Strato 4										
T004	20.000	70	70	200	36	0,000	0,000	19	0	0,000

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
K₁	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}).
φ	Angolo di attrito del terreno.
c_u	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.
E_d	Modulo edometrico.
E_{cu}	Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

STRATIGRAFIE

N _{TRN}	Q _i [m]	Q _f [m]	Cmp. S.	Add	Stratigrafie
					ΔEd
[S001]-Piazzola ecologica					
T001	0,00	-2,00	incoerente	sciolto	nulla
T002	-2,00	-3,00	incoerente	sciolto	nulla
T003	-3,00	-5,00	incoerente	sciolto	nulla
T004	-5,00	INF	incoerente	sciolto	nulla

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo della stratigrafia.
Q_i	Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
Q_f	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_{lim}) 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).

3.2 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 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 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 $F_h = 0,10 W \lambda$ (con λ definita al §7.3.3.2).

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

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
46.137222	9.371667	218

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 γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

⁽¹⁾ 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 γ_{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 γ_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}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	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 γ_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;

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, Ψ, r = coefficienti correttivi.

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

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

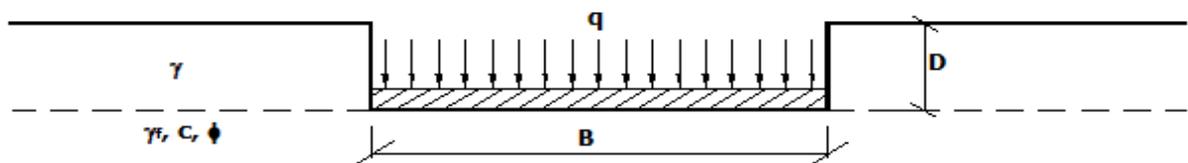
e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

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

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

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

dove:

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

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 ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

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_c, i_q, 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.

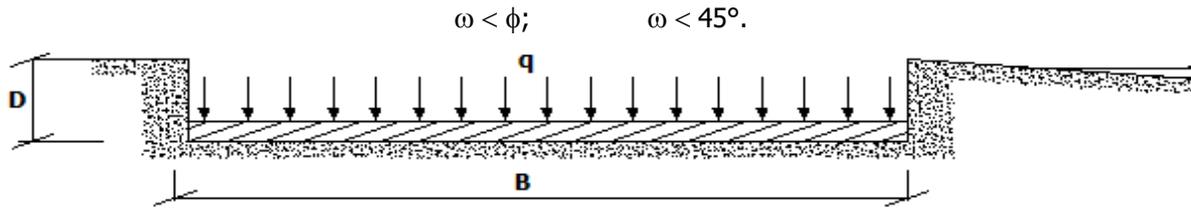
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

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

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

$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	$b_\gamma = b_q / \cos \omega$
--------------------------------	--------------------------------

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

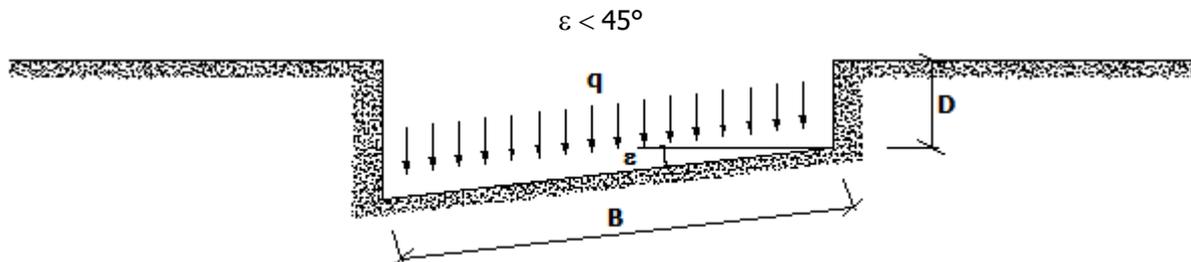


Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

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 $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$

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);

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

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "B·N_γ", 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 :

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

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·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 ($\phi = 0$).

6.2 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**).

Nell'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_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

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

dove:

β_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 β_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_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_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

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

$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$
----------------	---

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

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 ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)	
$Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$	$Z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$ 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 $Z_\gamma = Z_q = 0$

dove:

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

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

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 γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- 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);
- nelle colonne "**per N_q , per N_c e per N_γ** ", 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:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot Z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot Z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot C_\gamma$$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU																
Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{P.cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi			Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f			
								per N _q	per N _c	per N _γ				N _q	N _c	N _γ
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]						[N/mm ²]	[N/mm ²]			
Plinto 7	1,27	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,44	0,00	0,93	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,184	0,235	N O
Plinto 6	1,76	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,45	0,00	0,90	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,143	0,251	N O
Plinto 5	1,74	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,45	0,00	0,90	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,143	0,250	N O
Plinto 4	1,72	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,45	0,00	0,90	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,145	0,249	N O
Plinto 3	1,72	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,45	0,00	0,90	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,145	0,249	N O
Plinto 1	1,63	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,45	0,00	0,91	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,151	0,246	N O

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Plinto 2	1,71	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,45	0,00	0,91	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,146	0,248	N O
Plinto 14	5,81	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,75	0,00	0,60	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,039	0,226	N O
Plinto 15	5,81	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,75	0,00	0,60	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,039	0,226	N O
Plinto 16	5,81	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,75	0,00	0,60	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,039	0,226	N O
Plinto 17	5,81	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,75	0,00	0,60	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,039	0,226	N O
Plinto 12	5,81	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,75	0,00	0,60	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,039	0,226	N O
Plinto 11	5,81	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,75	0,00	0,60	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,039	0,226	N O
Plinto 10	5,81	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,75	0,00	0,60	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,039	0,226	N O
Plinto 9	5,81	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,75	0,00	0,60	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,039	0,226	N O
Plinto 8	5,81	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,75	0,00	0,60	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,039	0,226	N O
Plinto 13	5,81	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,75	0,00	0,60	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,039	0,226	N O
Platea 1	18,7 5	6,10	4,05	0,00	0,35	-	NON Coesivo	1,49	0,00	0,68	30,9 3	43,7 1	43,7 3	0,034	0,645	N O

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** 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_{x/y} Dimensioni dell'elemento di fondazione.
R_{tz} Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
Z_{p.cmp} Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fld} 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_{Ed} Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.
R_f [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 _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Plinto 7	42,9 0	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,57	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,011	0,465	N O
Plinto 6	39,4 6	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,68	0,00	0,56	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,012	0,477	N O
Plinto 5	39,4 9	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,68	0,00	0,56	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,012	0,477	N O
Plinto 4	39,6 5	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,68	0,00	0,56	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,012	0,477	N O
Plinto 3	39,4 8	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,68	0,00	0,56	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,012	0,477	N O
Plinto 1	42,9 0	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,57	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,011	0,465	N O
Plinto 2	39,4 6	2,00	2,00	0,00	0,65	-	NON Coesivo	1,68	0,00	0,56	24,7 3	37,1 8	32,8 5	0,012	0,477	N O
Plinto 14	24,3 4	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,56	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,011	0,275	N O
Plinto 15	24,3 4	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,56	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,011	0,275	N O
Plinto 16	24,3 4	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,56	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,011	0,275	N O
Plinto 17	24,3 4	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,56	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,011	0,275	N O

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Plinto 12	24,3 4	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,56	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,011	0,275	N O
Plinto 11	24,3 4	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,56	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,011	0,275	N O
Plinto 10	24,3 4	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,56	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,011	0,275	N O
Plinto 9	24,3 4	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,56	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,011	0,275	N O
Plinto 8	24,3 4	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,56	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,011	0,275	N O
Plinto 13	24,3 4	1,60	1,60	0,00	0,45	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,56	21,0 8	33,1 8	26,7 3	0,011	0,275	N O
Platea 1	61,0 2	6,10	4,05	0,00	0,35	-	NON Coesivo	1,41	0,00	0,64	30,9 3	43,7 1	43,7 3	0,013	0,777	N O

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** 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_{x/y}** Dimensioni dell'elemento di fondazione.
- R_{tz}** Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
- Z_{p.cmp}** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
- Z_{Fld}** 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_{Ed}** Carico di progetto sul terreno.
- Q_{Rd}** Resistenza di progetto del terreno.
- R_f** [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

7 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

7.1 Calcolo dell'incremento delle tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche θ, z, r , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot R}{(R+z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R+z)} \right]$$

dove $R = \sqrt{r^2 + z^2}$.

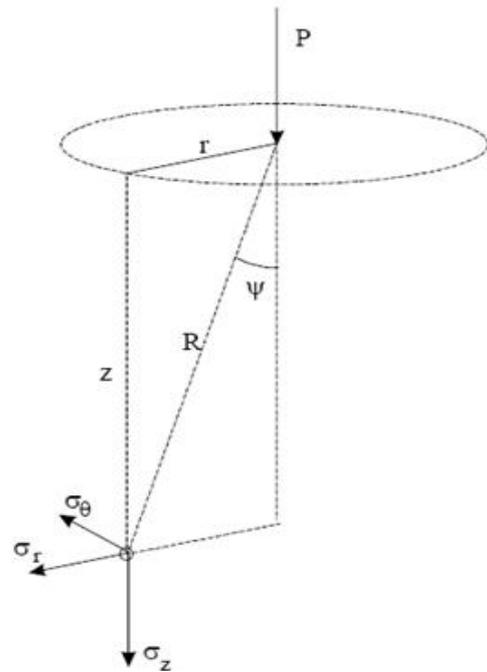
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y , diventano:

$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \cos(\alpha) - \sigma_\theta \cdot \sin(\alpha);$$

$$\sigma_y = \sigma_r \cdot \sin(\alpha) + \sigma_\theta \cdot \cos(\alpha);$$

dove α è l'angolo formato dal raggio r con l'asse X .

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.



Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni F_x, F_y, F_z agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.

Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze (F_z) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.

Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.

Inoltre, è stato considerato il *decremento di tensione dovuto allo scavo*, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

7.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

• Terreni a grana grossa

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_0) coincide con quello finale (w_f).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

• Terreni a grana fina

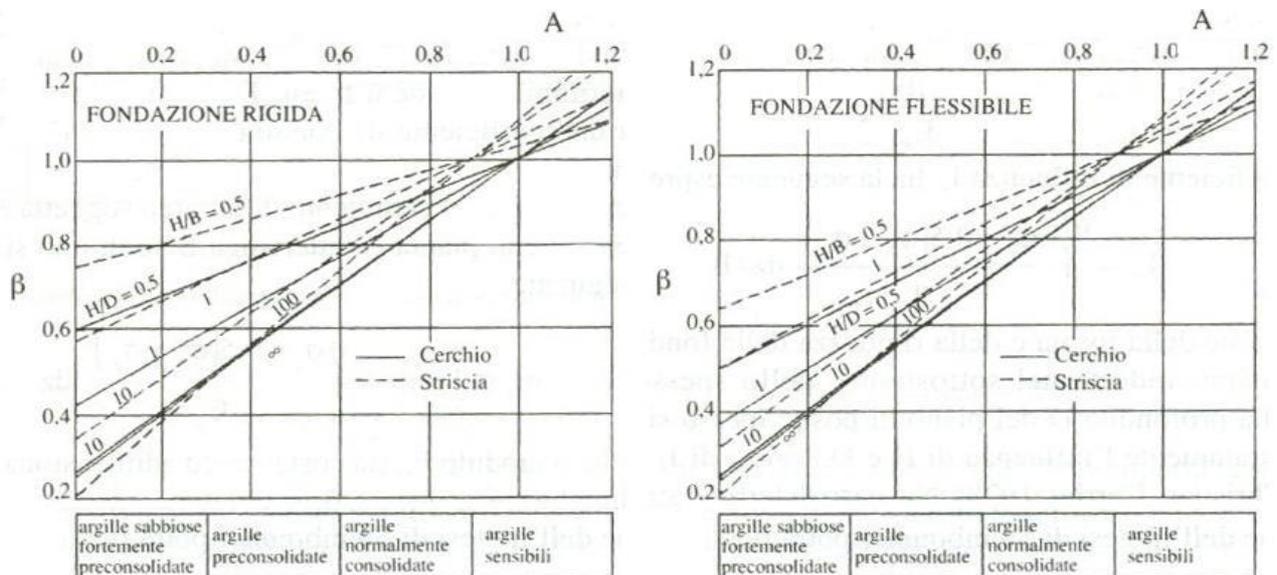
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidità della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	$A_{skempton}$
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il software utilizza il valore medio degli intervalli indicati. Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- E_u è il modulo di elasticità NON drenato;
- q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- B è la larghezza caratteristica della fondazione,
- I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz/B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata (c_u), l'indice di plasticità (I_p) e il grado di consolidazione del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Rapporto $K_u = (E_u/c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale (< 3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (> 5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

7.3 Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (β) come:

$$\beta_{ij} = \Delta w_{ij}/L_{ij};$$

dove:

- Δw_{ij} : cedimento differenziale tra i punti i e j ;
- L_{ij} : distanza tra la coppia di punti i e j .

Sia nel tabulato che nelle tabelle seguenti, per comodità di lettura, sono riportati i valori inversi delle distorsioni angolari, confrontati con il valore inverso della distorsione ammissibile compatibile con la funzionalità dell'intera opera.

GEOTECNICA - VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali				
Id_w	$Id_{\Delta w}$	$(L/\Delta W)_{i-f}$	$(L/\Delta W)_{lim}$	CS
001	C0006-C0007	27.875,54	200	NS
002	C0007-C0005	33.553,31	200	NS
003	C0005-C0004	37.675,56	200	NS
004	C0004-C0003	44.955,56	200	NS
005	C0003-C0002	NS	200	NS
006	C0002-C0001	NS	200	NS

LEGENDA:

- Id_w** Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
- $Id_{\Delta w}$** Identificativo del cedimento differenziale.
- $(L/\Delta W)_{i-f}$** Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di $(L/\Delta W)_{i-f}$ maggiori o uguali di 50.000).
- $(L/\Delta W)_{lim}$** Distorsione angolare limite.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

8 - VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza (R_d), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza R_d della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

1) Componente dovuta all'attrito F_{RD1} , pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan\phi;$$

dove:

N_d = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;

ϕ = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

2) Componente dovuta all'adesione F_{RD2} , pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c;$$

dove:

A' = superficie efficace della base della fondazione;

c = coesione del terreno, pari alla coesione efficace (c') in condizioni drenate o alla coesione non drenata (c_u) in condizioni non drenate.

3) Componente dovuta all'affondamento F_{RD3} della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati.

Inoltre, nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore relativo alla colonna F_{Rd} , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento R_d , ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a **1,10** (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Sia nei "Tabulati di calcolo" che nella tabella seguente si riporta l'esito della suddetta verifica.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

Geotecnica - Verifiche a scorrimento									
Elm	Dir	N_{Ed} [N]	M_{Ed} [N·m]	V_{Ed} [N]	F_{RD1} [N]	F_{RD2} [N]	F_{RD3} [N]	F_{RD} [N]	CS
Plinto 7	B	45.938	-606	-2.661	22205	0	16232	38438	14,44
	L	45.744	716	-2.917	22111	0	16232	38344	13,14
Plinto 6	B	45.714	-560	-2.475	22097	0	16232	38329	15,49
	L	45.603	715	-2.917	22043	0	16232	38276	13,12
Plinto 5	B	45.489	-517	-2.289	21988	0	16232	38221	16,70
	L	45.463	716	-2.917	21976	0	16232	38208	13,10
Plinto 4	B	45.263	-466	-2.102	21879	0	16232	38111	18,13
	L	45.320	715	-2.917	21906	0	16232	38139	13,07
Plinto 3	B	45.042	-414	-1.915	21772	0	16232	38004	19,85
	L	45.181	706	-2.917	21839	0	16232	38072	13,05
Plinto 1	B	44.592	-327	-1.541	21555	0	16232	37787	24,52
	L	44.901	712	-2.917	21704	0	16232	37936	13,01
Plinto 2	B	44.817	-370	-1.727	21663	0	16232	37896	21,94
	L	45.039	715	-2.917	21771	0	16232	38003	13,03
Plinto 14	B	23.906	-12	-301	11555	0	5469	17024	56,56
	L	23.757	-32	148	11483	0	5469	16952	NS
Plinto 15	B	24.087	-28	-359	11643	0	5469	17112	47,66
	L	23.881	-34	148	11543	0	5469	17012	NS
Plinto 16	B	24.310	-38	-410	11751	0	5469	17219	42,00
	L	24.011	-31	148	11606	0	5469	17075	NS
Plinto 17	B	24.142	102	465	11670	0	5469	17138	36,86
	L	24.142	-34	148	11670	0	5469	17138	NS
Plinto 12	B	26.503	-71	-467	12811	0	5469	18279	39,14
	L	26.683	63	-436	12898	0	5469	18366	42,12
Plinto 11	B	26.328	-7	-410	12726	0	5469	18195	44,38
	L	26.568	61	-436	12842	0	5469	18311	42,00

Geotecnica - Verifiche a scorrimento

Elm	Dir	N _{Ed} [N]	M _{Ed} [N-m]	V _{Ed} [N]	F _{RD1} [N]	F _{RD2} [N]	F _{RD3} [N]	F _{RD} [N]	CS
Plinto 10	B	26.438	-3	-359	12779	0	5469	18248	50,83
	L	26.452	61	-436	12786	0	5469	18255	41,87
Plinto 9	B	25.975	10	-301	12556	0	5469	18024	59,88
	L	26.336	61	-436	12730	0	5469	18199	41,74
Plinto 8	B	25.798	12	-247	12470	0	5469	17939	72,63
	L	26.222	62	-436	12675	0	5469	18144	41,61
Plinto 13	B	23.726	-9	-248	11468	0	5469	16937	68,30
	L	23.627	-35	148	11421	0	5469	16889	NS
Platea 1	B	218.197	2.239	12.194	105470	0	4417	109887	9,01
	L	218.197	-1.500	7.272	105470	0	6653	112123	15,42

LEGENDA:

Elm	Elemento di fondazione su cui si esegue la verifica.
Dir	Direzione di verifica: per Plinti [B]= asse locale 2; [L]= asse locale 3. Per Winkler [B]= asse locale 3; [L]= asse locale 1. Per Platee [B]= asse globale Y; [L]= asse globale X.
F_{RD1}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per attrito terra-fondazione.
F_{RD2}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per adesione.
F_{RD3}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per affondamento.
F_{RD}	Resistenza allo scorrimento.
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).
N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}	Sollecitazioni di progetto.

Colico, 21/12/2020

Il progettista strutturale

 ING. CESARE CARACCILO
Per presa visione, il direttore dei lavori

 DA DEFINIRE
Per presa visione, il collaudatore

 DA DEFINIRE