

dep studio

via XXIV maggio, 1/a 25030 paratico bs
t 035 4262329 info@depstudio.eu
www.depstudio.eu

arch. marco gottini
via domenico suardi, 26 24060 casazza bg
t 340 6416806

arch. paola belussi
via XXIV maggio, 1/a 25030 paratico bs
t 348 7363171

ing. lorenzo mussinelli
via dei mille, 31 24067 sarnico bg
t 346 8641424

ing. alessandro nani
via marconi, 29/s 24021 albino bg
t 328 4188334

arch. francesca parma
via barcella, 16 25032 chiari bs
t 333 6912650



**Cofinanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Città di
PALAZZOLO SULL'OGLIO
Comune della Provincia di Brescia

progetto
realizzazione di nuova mensa - plesso scolastico primaria sacro cuore
CUP: J41B21014500006

CO-FINANZIATO CON PIANO NAZIONALE RIPRESA E RESILIENZA - PNRR M4 C1 I1.2
Missione 4: istruzione e ricerca
Componente 1 - potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università
Investimento 1.2 - "piano di estensione del tempo pieno e mense"

committente
comune di palazzolo sull'oglio, bs
via XX settembre 32, 25036
t 030 7405500 - CF 00400530176

indirizzo
via omboni, palazzolo sull'oglio, bs

stato progetto
esecutivo

data
dicembre 2022

scala

revisione
0

progetto strutturale

Relazione geotecnica e delle fondazioni - MENSA

REL S 005

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

Si fa riferimento a quanto dettagliato nella relazione geologica a cura del Dott. Geol. Marco Carraro in cui è descritta la 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	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	Terreni	
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}						A _{S-B}	ST_P
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
CORPO GEOLOGICO 1											
T001	16.000	10	10	10	28	0,000	0,000	5	0	0,000	NO
CORPO GEOLOGICO 2											
T002	18.000	80	80	80	32	0,000	0,000	25	0	0,000	NO

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}),

Terreni											
N _{TRN}	γ _T	K1			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}	ST_P
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}							
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
	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.										
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

STRATIGRAFIA						Stratigrafie
N _{TRN}	Q _i	Q _f	Cmp. S.	Add	ΔEd	
	[m]	[m]				
[S001]-STRATIGRAFIA TERRENI DA RELAZIONE GEOLOGICA						
T001	0,00	-1,82	incoerente	sciolto	nulla	
T002	-1.82	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").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i=1}^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato}, i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato}, i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con $i = 1, \dots, n$ (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

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

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.

4.2 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	IrTmp	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	150	ND	ca	X Y	- -	S	S	B	NO	SI	5

LEGENDA:

- Ang** Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
- NV** Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- Dir** Direzione del sisma.
- TS** Tipologia della struttura:
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti - [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
- EcA** Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
- IrTmp** Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
- C.S.T.** Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- ξ** Coefficiente viscoso equivalente.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Fattori di comportamento						
Dir	q'	q	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	1,000	2,00	-	1,00	1,00
Y	-	1,000	2,00	-	1,00	1,00
Z	-	1,000	-	-	-	-

LEGENDA:

- q'** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)
- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
- q_0** Valore di base (comprensivo di k_w).
- K_R** Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..
- α_u/α_1** Rapporto di sovrarresistenza.

Fattori di comportamento						
Dir	q'	q	q ₀	K _R	α _u /α ₁	k _w
k _w Fattore di riduzione di q ₀ .						

Stato Limite	T _r	a _g /g	Amplif. Stratigrafica		F ₀	F _v	T [*] _c	T _B	T _c	T _D
			S _s	C _c						
	[t]						[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	45	0,0466	1,200	1,481	2,385	0,695	0,226	0,111	0,334	1,786
SLD	75	0,0606	1,200	1,462	2,401	0,798	0,241	0,118	0,353	1,842
SLV	712	0,1545	1,200	1,423	2,470	1,311	0,276	0,131	0,392	2,218
SLC	1462	0,1955	1,200	1,411	2,504	1,495	0,288	0,135	0,406	2,382

LEGENDA:

T _r	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
a _g /g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
S _s	Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
C _c	Coefficienti di Amplificazione di T _c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
F ₀	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
F _v	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.
T [*] _c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
T _B	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
T _c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
T _D	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

CI Ed	V _N	V _R	Lat.	Long.	Q _g	C _{Top}	S _T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
3	50	75	45.598056	9.882222	166	T1	1,00

LEGENDA:

CI Ed	Classe dell'edificio
V _N	Vita nominale ([t] = anni).
V _R	Periodo di riferimento. [t] = anni.
Lat.	Latitudine geografica del sito.
Long.	Longitudine geografica del sito.
Q _g	Altitudine geografica del sito.
C _{Top}	Categoria topografica (Vedi NOTE).
S _T	Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
	Categoria topografica.
	T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°.
	T2: Pendii con inclinazione media i > 15°.
	T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°.
	T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°.

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:

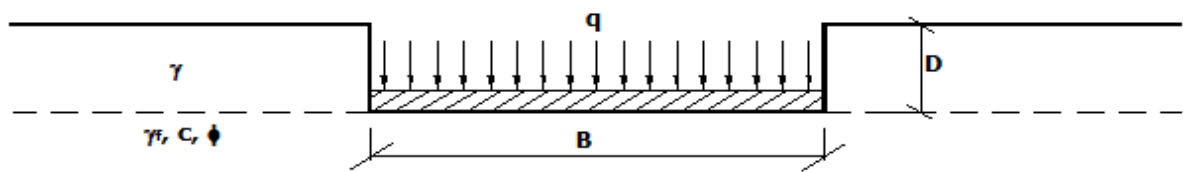
- c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- q = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
- γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della 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:

$$\begin{aligned} B' &= B - 2 \cdot e_B & e_B &= \text{eccentricità parallela al lato di dimensione B;} \\ L' &= L - 2 \cdot e_L & e_L &= \text{eccentricità parallela al lato di dimensione L;} \end{aligned}$$

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

dove:

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

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

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c , s_q , s_γ

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

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:

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

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 θ 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:

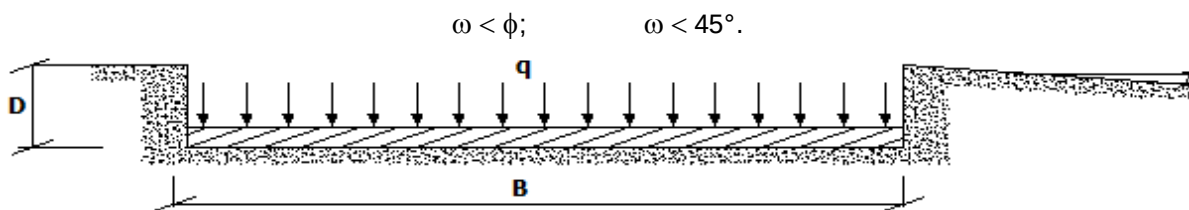
H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

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:

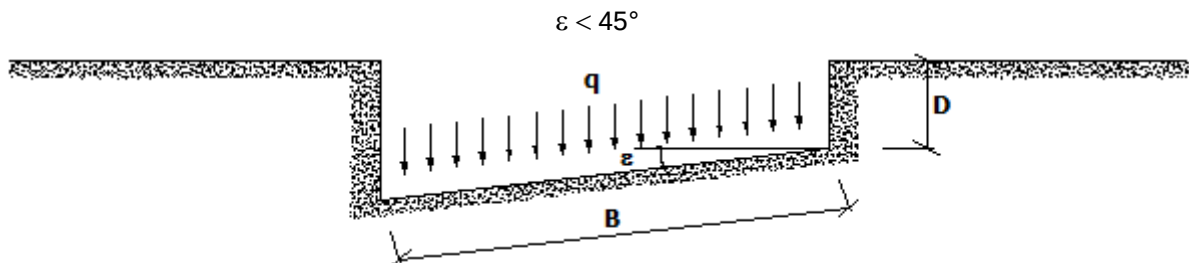


Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

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 ψ_c , ψ_q , ψ_γ

Si definisce l'*indice di rigidezza* del terreno come:

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

dove:

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

E = modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);
ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);
σ = tensione litostatica alla profondità $D + B/2$.

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

Correzione per fondazione tipo piastra

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

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

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 “ $B \cdot N_\gamma$ ” è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

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

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

dove:

c_u = coesione non drenata;

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

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

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

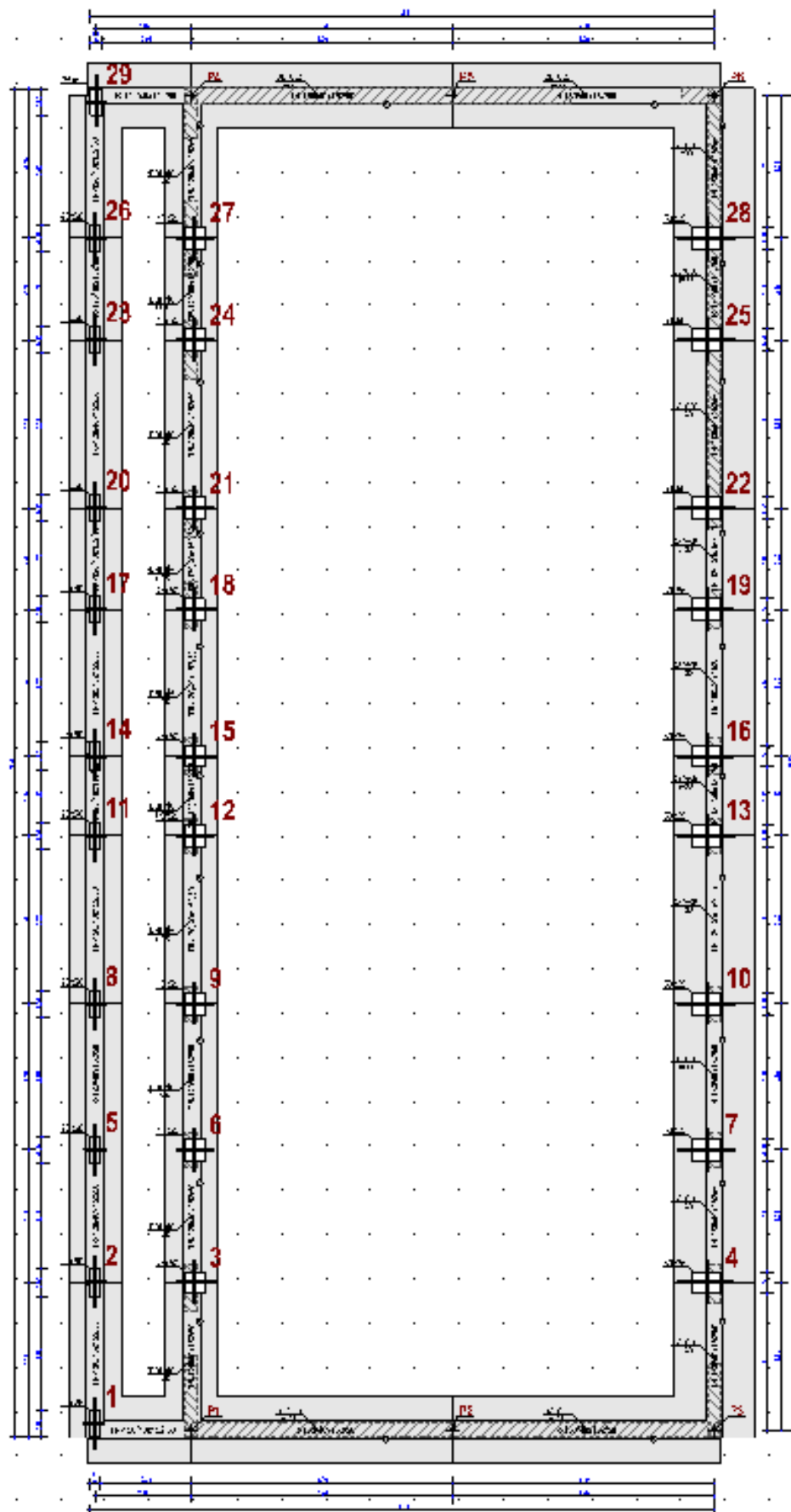
tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

Coef. Cor. Terzaghi per $N_q = S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot Z_q$

Coef. Cor. Terzaghi per $N_c = S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot Z_c$

Coef. Cor. Terzaghi per $N_\gamma = S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot C_\gamma$

FONDAZIONE



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 _{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]	
Trave 27-P4	18,2 9	3,23	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,65	0,00	0,78	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,039	0,708	NON
Trave P2-P3	11,6 8	5,90	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,57	0,00	0,83	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,062	0,723	NON
Trave P1-P2	18,9 5	5,90	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,53	0,00	0,85	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,038	0,714	NON
Trave 1-P1	18,1 3	2,40	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,51	0,00	0,55	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,035	0,635	NON
Trave P3-4	2,11	3,33	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,27	0,00	0,95	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,326	0,689	NON
Trave 4-7	13,4 0	3,00	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,83	0,00	0,66	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,059	0,791	NON
Trave 7-10	16,9 7	3,30	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,83	0,00	0,66	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,047	0,791	NON
Trave 10-13	19,8 7	3,80	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,71	0,00	0,72	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,039	0,770	NON
Trave 13-16	13,5 7	1,80	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,71	0,00	0,73	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,057	0,774	NON
Trave 16-19	20,0 9	3,30	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,77	0,00	0,69	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,039	0,781	NON
Trave 22-25	13,3 7	3,80	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,80	0,00	0,67	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,059	0,786	NON
Trave P4-P5	18,7 9	5,90	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,54	0,00	0,84	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,038	0,717	NON
Trave 29-P4	21,5 5	2,38	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,65	0,00	0,55	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,032	0,683	NON
Trave 24-27	13,3 9	2,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,82	0,00	0,69	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,056	0,746	NON
Trave 21-24	12,5 4	3,80	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,78	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,056	0,706	NON
Trave 18-21	10,8 0	2,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,87	0,00	0,66	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,070	0,757	NON
Trave P1-3	11,7 9	3,33	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,81	0,00	0,69	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,063	0,744	NON
Trave 3-6	13,9 3	3,00	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,70	0,00	0,75	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,052	0,720	NON
Trave 6-9	13,1 0	3,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,66	0,00	0,77	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,054	0,711	NON
Trave 9-12	12,6 9	3,80	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,78	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,056	0,706	NON
Trave 12-15	11,7 9	1,80	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,97	0,00	0,60	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,066	0,780	NON
Trave 15-18	14,1 9	3,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,66	0,00	0,77	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,050	0,712	NON
Trave 1-2	23,2 5	3,32	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,65	0,00	0,77	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,031	0,710	NON
Trave 11-14	15,8 7	1,80	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,98	0,00	0,60	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,049	0,781	NON
Trave 26-29	24,7 7	3,21	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,65	0,00	0,77	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,029	0,710	NON
Trave 2-5	19,0 0	3,00	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,73	0,00	0,73	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,038	0,726	NON
Trave 5-8	20,2 4	3,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,78	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,035	0,706	NON
Trave 8-11	19,9 3	3,80	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,60	0,00	0,80	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,035	0,698	NON
Trave 14-17	20,1 0	3,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,64	0,00	0,78	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,035	0,706	NON
Trave 17-20	16,6 0	2,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,88	0,00	0,65	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,046	0,759	NON
Trave 20-23	20,6 8	3,80	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,60	0,00	0,80	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,034	0,698	NON
Trave 23-26	17,7 5	2,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,89	0,00	0,64	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,043	0,763	NON
Trave 19-22	9,68	2,30	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,59	0,00	0,79	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,077	0,747	NON
Trave 25-28	9,38	2,30	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,67	0,00	0,75	23,1 8	35,4 9	30,2 1	0,081	0,762	NON

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]	
Trave P5-P6	10,75	5,90	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,57	0,00	0,82	23,18	35,49	30,21	0,067	0,724	NO

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	
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]	
Trave 27-P4	29,04	3,23	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,58	0,00	0,73	23,18	35,49	30,21	0,030	0,866	NO
Trave P2-P3	22,01	5,90	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,49	0,00	0,79	23,18	35,49	30,21	0,040	0,878	NO
Trave P1-P2	30,32	5,90	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,46	0,00	0,80	23,18	35,49	30,21	0,029	0,871	NO
Trave 1-P1	32,92	2,40	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,61	0,00	0,57	23,18	35,49	30,21	0,026	0,859	NO
Trave P3-4	26,23	3,33	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,77	0,00	0,62	23,18	35,49	30,21	0,037	0,969	NO
Trave 4-7	28,99	3,00	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,87	0,00	0,56	23,18	35,49	30,21	0,034	0,993	NO
Trave 7-10	31,36	3,30	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,73	0,00	0,64	23,18	35,49	30,21	0,031	0,959	NO
Trave 10-13	35,83	3,80	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,63	0,00	0,69	23,18	35,49	30,21	0,026	0,936	NO
Trave 13-16	25,54	1,80	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,66	0,00	0,69	23,18	35,49	30,21	0,037	0,948	NO
Trave 16-19	35,98	3,30	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,69	0,00	0,66	23,18	35,49	30,21	0,026	0,951	NO
Trave 22-25	25,35	3,80	2,40	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,69	0,00	0,65	23,18	35,49	30,21	0,038	0,952	NO
Trave P4-P5	30,06	5,90	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,48	0,00	0,80	23,18	35,49	30,21	0,029	0,875	NO
Trave 29-P4	36,11	2,38	2,10	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,69	0,00	0,56	23,18	35,49	30,21	0,025	0,891	NO
Trave 24-27	24,97	2,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,74	0,00	0,65	23,18	35,49	30,21	0,036	0,910	NO
Trave 21-24	23,44	3,80	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,56	0,00	0,74	23,18	35,49	30,21	0,037	0,860	NO
Trave 18-21	20,32	2,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,77	0,00	0,63	23,18	35,49	30,21	0,045	0,920	NO
Trave P1-3	22,32	3,33	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,63	0,00	0,71	23,18	35,49	30,21	0,039	0,879	NO
Trave 3-6	26,55	3,00	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,61	0,00	0,72	23,18	35,49	30,21	0,033	0,874	NO
Trave 6-9	24,64	3,30	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,58	0,00	0,73	23,18	35,49	30,21	0,035	0,865	NO
Trave 9-12	24,28	3,80	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,55	0,00	0,75	23,18	35,49	30,21	0,035	0,857	NO
Trave 12-15	21,52	1,80	1,80	0,00	1,82	-	NON Coesivo	1,89	0,00	0,57	23,18	35,49	30,21	0,044	0,951	NO
Trave 15-	26,7	3,30	1,80	0,00	1,82	-	NON	1,58	0,00	0,73	23,1	35,4	30,2	0,032	0,866	N

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]	
18	2						Coesivo				8	9	1			O
Trave 1-2	38,4	3,32	1,80	0,00	1,82	-	NON	1,59	0,00	0,73	23,1	35,4	30,2	0,023	0,868	N
Trave 11-14	28,9	1,80	1,80	0,00	1,82	-	Coesivo	1,89	0,00	0,57	23,1	35,4	30,2	0,033	0,952	O
Trave 26-29	41,1	3,21	1,80	0,00	1,82	-	NON	1,58	0,00	0,73	23,1	35,4	30,2	0,021	0,867	N
Trave 2-5	33,8	3,00	1,80	0,00	1,82	-	Coesivo	1,64	0,00	0,70	23,1	35,4	30,2	0,026	0,881	O
Trave 5-8	35,2	3,30	1,80	0,00	1,82	-	NON	1,57	0,00	0,74	23,1	35,4	30,2	0,024	0,862	N
Trave 8-11	35,0	3,80	1,80	0,00	1,82	-	Coesivo	1,53	0,00	0,76	23,1	35,4	30,2	0,024	0,851	O
Trave 14-17	35,8	3,30	1,80	0,00	1,82	-	NON	1,56	0,00	0,74	23,1	35,4	30,2	0,024	0,861	N
Trave 17-20	30,4	2,30	1,80	0,00	1,82	-	Coesivo	1,78	0,00	0,63	23,1	35,4	30,2	0,030	0,921	O
Trave 20-23	36,4	3,80	1,80	0,00	1,82	-	NON	1,52	0,00	0,76	23,1	35,4	30,2	0,023	0,850	N
Trave 23-26	32,3	2,30	1,80	0,00	1,82	-	Coesivo	1,78	0,00	0,63	23,1	35,4	30,2	0,028	0,921	O
Trave 19-22	22,5	2,30	2,40	0,00	1,82	-	NON	1,63	0,00	0,69	23,1	35,4	30,2	0,042	0,937	N
Trave 25-28	21,1	2,30	2,40	0,00	1,82	-	Coesivo	1,69	0,00	0,66	23,1	35,4	30,2	0,045	0,951	O
Trave P5-P6	21,9	5,90	2,10	0,00	1,82	-	NON	1,48	0,00	0,79	23,1	35,4	30,2	0,040	0,877	N
	4						Coesivo				8	9	1			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	
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 $R = \sqrt{r^2 + z^2}$.

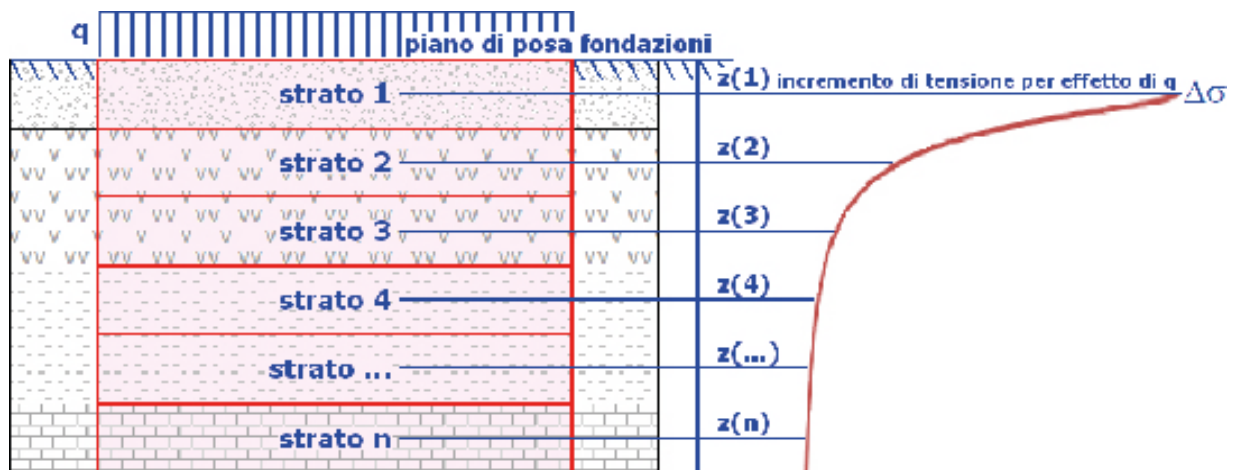
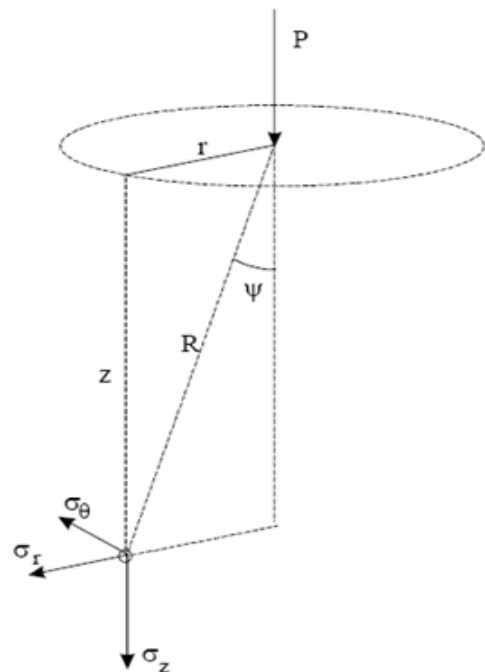
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y , diventano:

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

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

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.

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

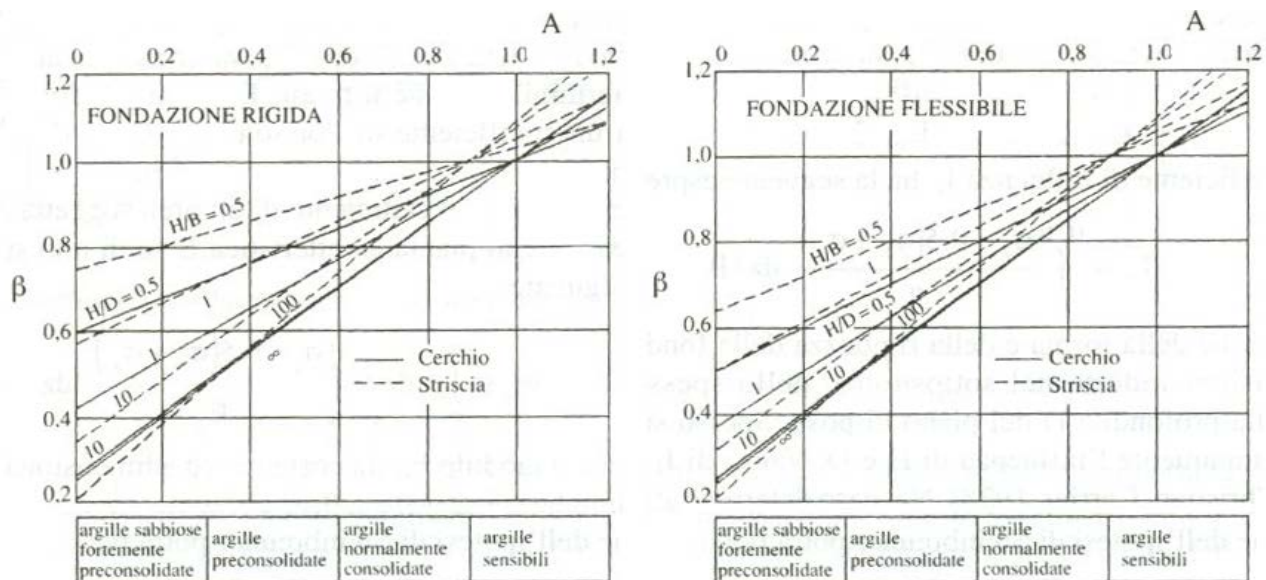
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

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

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 rigidezza 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	C0010-C0007	1.681,13	200	8,41
002	C0007-C0009	3.385,11	200	16,93
003	C0009-C0004	3.411,37	200	17,06
004	C0004-C0006	2.710,77	200	13,55
005	C0006-C0005	NS	200	NS
006	C0036-C0002	1.590,55	200	7,95
007	C0002-C0035	3.204,42	200	16,02
008	C0035-C0034	3.029,88	200	15,15
009	C0034-C0096	963,81	200	4,82
010	C0096-C0092	1.851,68	200	9,26
011	C0010-C0066	1.947,26	200	9,74
012	C0066-C0072	7.344,52	200	36,72
013	C0072-C0074	26.409,98	200	NS
014	C0074-C0067	11.733,96	200	58,67
015	C0067-C0068	6.702,08	200	33,51
016	C0068-C0078	22.460,96	200	NS
017	C0078-C0080	7.477,79	200	37,39
018	C0080-C0082	21.015,22	200	NS
019	C0082-C0069	25.227,34	200	NS
020	C0069-C0036	1.738,86	200	8,69
021	C0007-C0049	9.950,63	200	49,75
022	C0049-C0048	1.101,66	200	5,51

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali

Id_w	Id_{Δw}	(L/ΔW)_{i-f}	(L/ΔW)_{lim}	CS
023	C0048-C0052	9.644,86	200	48,22
024	C0052-C0051	894,99	200	4,47
025	C0051-C0055	4.061,81	200	20,31
026	C0055-C0054	NS	200	NS
027	C0054-C0058	NS	200	NS
028	C0058-C0057	3.998,51	200	19,99
029	C0057-C0061	6.828,42	200	34,14
030	C0061-C0060	1.957,47	200	9,79
031	C0060-C0064	30.891,18	200	NS
032	C0064-C0044	3.068,21	200	15,34
033	C0044-C0046	2.709,63	200	13,55
034	C0046-C0041	1.106,80	200	5,53
035	C0041-C0043	3.626,05	200	18,13
036	C0043-C0038	1.310,20	200	6,55
037	C0038-C0040	1.804,69	200	9,02
038	C0040-C0001	1.289,88	200	6,45
039	C0001-C0003	1.564,19	200	7,82
040	C0003-C0002	3.940,72	200	19,70
041	C0005-C0014	4.214,63	200	21,07
042	C0014-C0013	1.320,22	200	6,60
043	C0013-C0017	17.297,55	200	86,49
044	C0017-C0016	1.542,70	200	7,71
045	C0016-C0020	546,21	200	2,73
046	C0020-C0019	686,05	200	3,43
047	C0019-C0023	22.295,95	200	NS
048	C0023-C0022	NS	200	NS
049	C0022-C0026	9.694,29	200	48,47
050	C0026-C0025	5.408,35	200	27,04
051	C0025-C0029	769,42	200	3,85
052	C0029-C0028	566,98	200	2,83
053	C0028-C0087	3.864,40	200	19,32
054	C0087-C0030	9.255,17	200	46,28
055	C0030-C0032	1.445,48	200	7,23
056	C0032-C0031	1.529,72	200	7,65
057	C0031-C0090	1.217,06	200	6,09
058	C0090-C0089	2.476,76	200	12,38
059	C0089-C0093	1.351,57	200	6,76
060	C0093-C0092	4.417,47	200	22,09
061	C0048-C0013	11.446,08	200	57,23
062	C0051-C0016	10.886,23	200	54,43
063	C0054-C0019	11.187,40	200	55,94
064	C0057-C0022	9.039,54	200	45,20
065	C0060-C0025	8.586,61	200	42,93
066	C0044-C0028	9.208,10	200	46,04
067	C0001-C0089	9.720,73	200	48,60
068	C0041-C0030	9.945,32	200	49,73
069	C0038-C0031	10.281,74	200	51,41

LEGENDA:

Id_w	Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
Id_{Δw}	Identificativo del cedimento differenziale.
(L/ΔW)_{i-f}	Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di (L/ΔW) _{i-f} maggiori o uguali di 50.000).
(L/ΔW)_{lim}	Distorsione angolare limite.
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).

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}	M_{Ed}	V_{Ed}	F_{RD1}	F_{RD2}	F_{RD3}	F_{RD}	CS
		[N]	[N-m]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
Trave 27-P4	B	116.176	-17.819	29.631	65995	0	77774	143769	4,85
	L	124.926	58.202	11.641	70966	0	28916	99881	8,58
Trave P2-P3	B	301.719	25.923	-25.609	171395	0	171766	343162	13,40
	L	309.591	31.707	-77.358	175867	0	43669	219537	2,84
Trave P1-P2	B	307.226	19.277	-26.252	174524	0	177108	351632	13,39
	L	303.307	-12.305	72.335	172298	0	45028	217325	3,00
Trave 1-P1	B	89.045	15.313	-15.868	50583	0	10766	61350	3,87
	L	84.493	13.722	38.490	47997	0	5160	53158	1,38
Trave P3-4	B	200.739	62.508	-55.082	114032	0	94371	208404	3,78
	L	206.836	-15.708	19.388	117496	0	50877	168373	8,68
Trave 4-7	B	202.371	61.831	-46.316	114959	0	92404	207364	4,48
	L	208.557	7.789	17.408	118474	0	55443	173916	9,99
Trave 7-10	B	221.270	65.376	-47.342	125695	0	101645	227340	4,80
	L	228.358	8.506	19.152	129722	0	55443	185164	9,67
Trave 10-13	B	246.313	70.027	-49.330	139921	0	117045	256967	5,21
	L	262.111	9.678	22.052	148896	0	55443	204338	9,27
Trave 13-16	B	121.824	35.846	-21.892	69204	0	55442	124646	5,69
	L	130.082	4.462	10.447	73895	0	55443	129337	12,38
Trave 16-19	B	215.899	61.545	-41.936	122644	0	101645	224289	5,35
	L	231.087	8.504	19.152	131272	0	55443	186715	9,75
Trave 22-25	B	246.997	73.971	-57.600	140310	0	117044	257354	4,47
	L	266.033	9.672	22.054	151124	0	55442	206565	9,37
Trave P4-P5	B	319.708	4.083	-26.270	181614	0	177255	358870	13,66
	L	308.285	-12.693	77.514	175125	0	45028	220154	2,84
Trave 29-P4	B	93.118	-18.594	-15.380	52897	0	10781	63678	4,14
	L	85.196	14.551	41.024	48397	0	5192	53589	1,31
Trave 24-27	B	117.055	-18.597	19.804	66495	0	70843	137338	6,93
	L	125.670	3.763	8.293	71388	0	36962	108350	13,07
Trave 21-24	B	178.825	-27.369	29.998	101584	0	117046	218630	7,29
	L	191.546	5.944	13.700	108810	0	36962	145772	10,64
Trave 18-21	B	116.615	-17.042	16.504	66245	0	70843	137088	8,31
	L	124.634	3.707	8.293	70800	0	36962	107762	12,99
Trave P1-3	B	118.875	-17.508	28.654	67528	0	80854	148382	5,18
	L	124.314	-48.111	12.000	70618	0	29158	99776	8,31
Trave 3-6	B	145.584	-22.629	24.178	82701	0	92404	175105	7,24
	L	152.860	4.805	10.820	86834	0	36962	123796	11,44
Trave 6-9	B	157.825	-23.623	24.570	89655	0	101645	191299	7,79
	L	166.468	5.248	11.900	94564	0	36962	131526	11,05

Geotecnica - Verifiche a scorrimento

Elm	Dir	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	F _{RD1}	F _{RD2}	F _{RD3}	F _{RD}	CS
		[N]	[N-m]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
Trave 9-12	B	177.920	-25.408	25.648	101070	0	117045	218115	8,50
	L	188.631	5.948	13.700	107154	0	36962	144116	10,52
Trave 12-15	B	95.733	-13.141	11.182	54382	0	55443	109825	9,82
	L	101.911	3.007	6.492	57892	0	36962	94854	14,61
Trave 15-18	B	158.015	-22.124	21.512	89762	0	101645	191407	8,90
	L	168.520	5.249	11.900	95730	0	36962	132692	11,15
Trave 1-2	B	121.768	11.772	32.893	69172	0	18202	87374	2,66
	L	130.302	-15.307	14.651	74020	0	5748	79768	5,44
Trave 11-14	B	83.428	8.980	14.910	47392	0	10712	58105	3,90
	L	91.491	-5.179	9.237	51973	0	5356	57329	6,21
Trave 26-29	B	116.576	12.314	33.946	66223	0	17173	83395	2,46
	L	129.292	3.219	14.186	73446	0	5600	79046	5,57
Trave 2-5	B	124.761	17.029	29.016	70872	0	17854	88726	3,06
	L	134.035	-7.899	13.856	76140	0	5951	82092	5,92
Trave 5-8	B	135.819	17.108	29.034	77154	0	19639	96793	3,33
	L	146.604	-8.593	15.010	83280	0	6043	89323	5,95
Trave 8-11	B	145.776	17.528	29.702	82810	0	22615	105425	3,55
	L	158.192	-9.742	16.933	89863	0	6168	96031	5,67
Trave 14-17	B	135.121	15.184	25.424	76757	0	19639	96396	3,79
	L	148.473	-8.595	15.010	84342	0	6043	90385	6,02
Trave 17-20	B	99.245	12.350	20.812	56377	0	13688	70065	3,37
	L	109.278	-6.530	11.162	62077	0	5664	67741	6,07
Trave 20-23	B	145.622	20.449	34.734	82722	0	22615	105337	3,03
	L	160.711	-9.745	16.933	91294	0	6168	97462	5,76
Trave 23-26	B	99.643	14.682	24.971	56604	0	13688	70291	2,81
	L	110.215	-6.329	11.162	62609	0	5664	68273	6,12
Trave 19-22	B	153.754	46.449	-31.926	87342	0	70843	158185	4,95
	L	165.107	7.979	13.347	93791	0	55443	149234	11,18
Trave 25-28	B	154.002	49.131	-37.806	87483	0	70843	158326	4,19
	L	166.461	5.107	13.345	94560	0	55443	150003	11,24
Trave 28-P6	B	191.021	61.675	-56.837	108512	0	91291	199803	3,52
	L	207.330	33.128	18.809	117777	0	50730	168506	8,96
Trave P5-P6	B	313.911	-3.235	-25.587	178321	0	171619	349940	13,68
	L	274.561	28.010	-76.612	155968	0	43667	199635	2,61

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.

Sarnico, Dicembre 2022

Il progettista strutturale

Ing. Lorenzo Mussinelli