

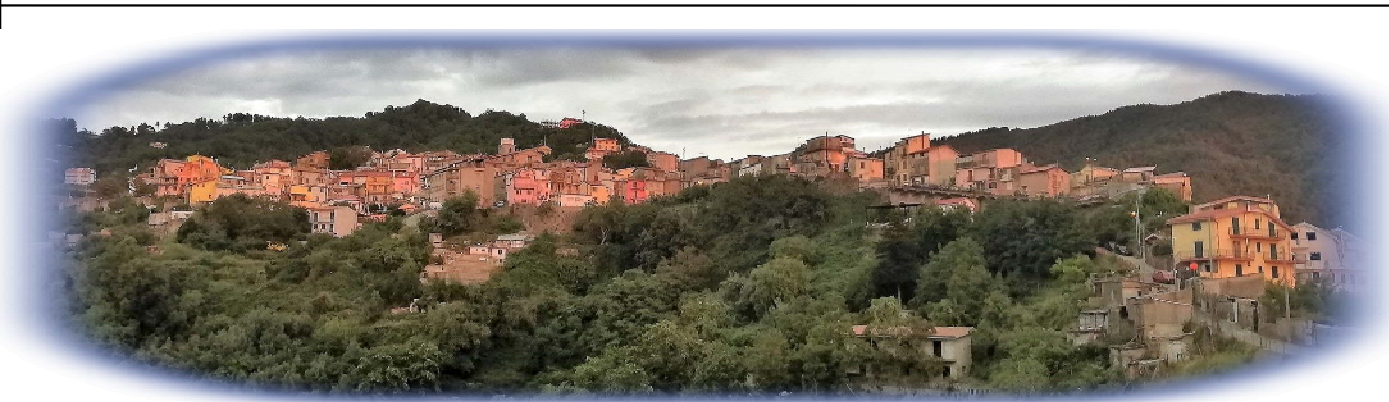


Comune di PENTONE (CZ)

REGIONE CALABRIA

Decreto Dirigenziale N. 10166 del 17/08/2016 Dipartimento 6 Regione Calabria

Servizi tecnici di Architettura e Ingegneria per Redazione Progettazione Definitiva ed Esecutiva, Direzione dei Lavori, Coordinamento della Sicurezza in fase di Progettazione ed Esecuzione dei lavori di "Completamento della rete di collettamento del capoluogo e Loc. Soppolise e Realizzazione di un nuovo impianto di depurazione a fanghi attivi da 2.200 A.E. in loc. Valle dei Mulini del Comune di Pentone (CZ)
- CIG: H33H18000000002



PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO		TITOLO ELABORATO	SCALA
ST.02		RELAZIONE GEOTECNICA	
FORMATO			DATA
Rev.	Data		Descrizione modifiche
00	12/2019	Prima emissione	

IL Capogruppo / Mandataria: Ing. Giovanni Albanese	IL Mandante Ing. Michelangelo Tarantino	IL RUP: Ing. Rodolfo Anacreonte
IL Mandante Arch. Raffaele Riccelli	IL Mandante Ing. Danilo Serratore	IL Sindaco: Prof. Vincenzo Marino

INDICE

1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	1
2. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	2
3. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI.....	3
4. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA	9
5. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI	11
6. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO	12
7. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE	14
8. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE	16
8.1 Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali	16
8.2 Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali.....	17
8.3 Valori di calcolo della portanza per le fondazioni superficiali	18
8.4 Valori di calcolo dei cedimenti per le fondazioni superficiali	19
8.5 Parametri di calcolo.....	19
8.6 Combinazioni di carico	20
8.7 Archivio stratigrafie	21
8.8 Archivio terreni	21
8.9 Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali	22
9. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITÀ SISMICA.....	23
9.1 Modellazione geotecnica.....	23
9.2 Pericolosità sismica.....	23
10. VERIFICHE DI SICUREZZA E SCELTA OPERE DI FONDAZIONE.....	25
10.1 Coefficienti per verifica di sicurezza	25
10.2 Scelta tipologica delle opere di fondazione.....	26

1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato, viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- ✚ **Legge n. 64 del 02/02/1974.** *“Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.”*;
- ✚ **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”*;
- ✚ **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.”*;
- ✚ **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** *“Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.”*;
- ✚ **Eurocodice 1 - Parte 1** – *“Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.”*;
- ✚ **Eurocodice 7 - Parte 1** – *“Progettazione geotecnica - Regole generali -.”*;
- ✚ **Eurocodice 8 - Parte 5** – *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.”*;
- ✚ **D.M. Infrastrutture Trasporti del 17 gennaio 2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) *“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”*.
- ✚ **Circ. n. 7 del C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019** (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 D.M. del 17 gennaio 2018.*

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata negli esecutivi tabulati di calcolo.

2. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso.

Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovra-struttura-fondazione e fondazione-terreno.

Per quanto non meglio specificato nel presente elaborato si rimanda all'elaborato *A.04-Relazione Geologica* e alle prove eseguite dal *Dott. Geol. Ezio Infelise*.

Gli interventi di progetto cui si rivolge la presente riguardano le stazioni di sollevamento, i muri di sostegno e il nuovo depuratore da realizzare in località Valle dei Mulini presso il Comune di Pentone in Provincia di Catanzaro.

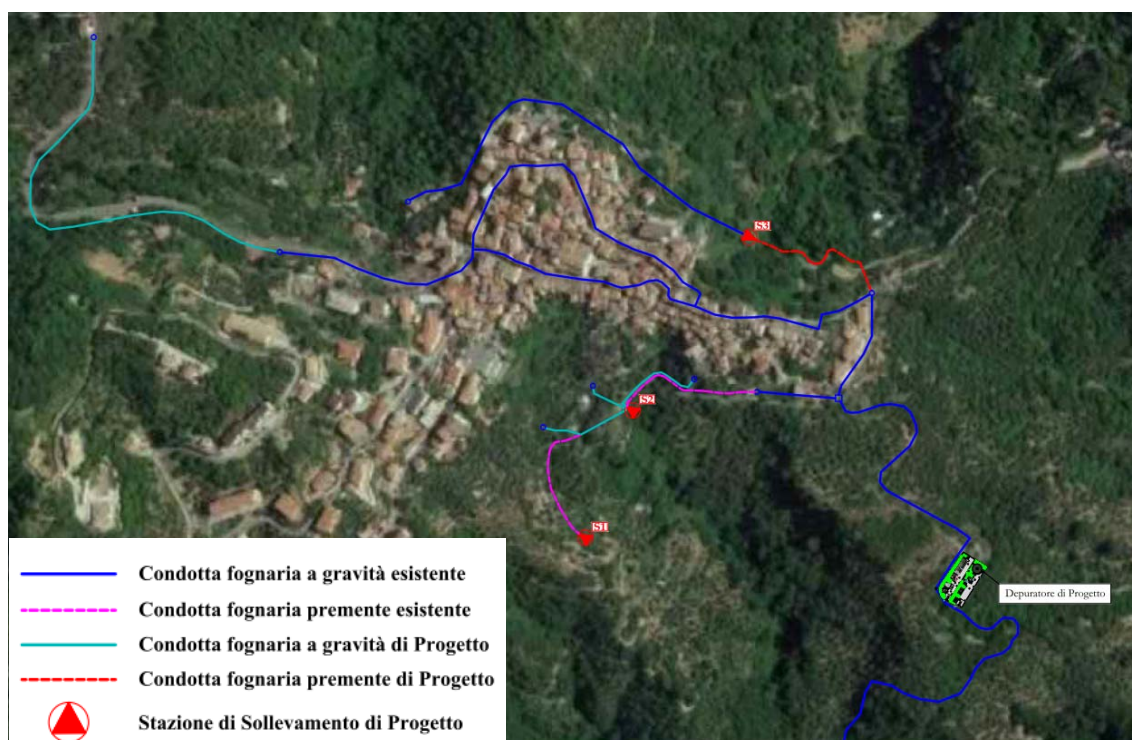


Figura 1 - Estratto ortofoto Pentone centro ed ubicazione interventi

3. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento".

Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento.

Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente.

Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza "I_r" così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "I_{r,crit}":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione.

La loro espressione è la seguente:

se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \frac{\text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)}}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]}$$

$$\text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

$$\text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

E_{ed}	modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
ν	coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
k_0	coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
φ	angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
c'	coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
σ'	tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
L	luce delle singole travi di fondazione
D	profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
B	larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

$N_q, N_c, N_\gamma,$	fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
$s_q, s_c, s_\gamma,$	coefficienti che rappresentano il fattore di forma
$d_q, d_c, d_\gamma,$	coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
$i_q, i_c, i_\gamma,$	coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
γ_1	peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
γ_2	peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore

limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = tg^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot tg(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = tg^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{sen}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{\text{sat}} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di

spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso;
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame;
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata.

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

4. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta } > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice RQD. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q''_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$$\begin{array}{ll} s_c = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} & s_c = 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato;} \\ s_\gamma = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} & s_\gamma = 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato.} \end{array}$$

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right)$$

5. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \operatorname{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

6. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico.

Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati.

Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu}}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " Q " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

7. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{\text{Imp.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{\text{Lib.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i -esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i -esimo
- Δz_i spessore dello strato i -esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{\text{Imp.}}$ e valore massimo per $w_{\text{Lib.}}$).

8. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

Per maggior chiarezza nella futura lettura dei tabulati di calcolo esecutivi viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui saranno stampati i tabulati di calcolo.

8.1 DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per tipologie travi e plinti superficiali:

- *Indice Strat.* indice della stratigrafia associata all'elemento
- *Prof. Fon.* profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- *Base* larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- *Altezza* altezza della sezione trasversale dell'elemento
- *Lung. Elem.* dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- *Lung. Travata* nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

Per tipologia platea:

- *Indice Strat.* indice della stratigrafia associata all'elemento
- *Prof. Fon.* profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- *Dia. Eq.* diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- *Spessore* spessore dell'elemento
- *Superficie* superficie dell'elemento
- *Vert. Elem.* Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- *Macro* nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

8.2 DATI DI CARICO DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per tipologie travi e plinti superficiali:

- *Cmb* numero della combinazione di carico
- *Tipologia* tipologia della combinazione di carico
- *Sismica* flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- *Ecc. B* eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- *Ecc. L* eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- *S.Taglio B* sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- *S.Taglio L* sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- *S.Normale* carico normale agente sul piano di fondazione
- *T.T.min* minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- *T.T.max* massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

Per tipologia platea:

- *Cmb* numero della combinazione di carico
- *Tipologia* tipologia della combinazione di carico
- *Sismica* flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- *Press. N1* tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- *Press. N2* tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- *Press. N3* tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- *Press. N4* tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- *S.Taglio X* sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale

- *S.Taglio Y* sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

8.3 VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

- *Cmb* numero della combinazione di carico
- *Qlim* capacità portante totale data dalla somma di *Qlim q*, *Qlim g*, *Qlim c* e di *Qres P* (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- *Qlim q* termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- *Qlim g* termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- *Qlim c* termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- *Qres P* termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- *Qmax/Qlim* rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- *TBlim* valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento

- $TB / TBlim$ rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- $TLLim$ valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- $TL / TLLim$ rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- $Sgm. Lt.$ tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

8.4 VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- $Nodo$ vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- $Car. Netto$ valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- $Cedimento/i$ valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{Imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

8.5 PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

Riduzione dimensioni per eccentricità:	si
Fattori di forma della fondazione:	si
Fattori di profondità del piano di posa:	si
Fattori di inclinazione del carico:	si
Fattori di punzonamento (Vesic):	si
Fattore riduzione effetto piastra (Bowles):	si
Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea:	20,0 %
Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea:	20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50

Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50

Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50

Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00

Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00

Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

8.6 COMBINAZIONI DI CARICO

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali. I coefficienti A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

Coeff. M1 per $\tan \Phi$ (statico): 1

Coeff. M1 per c' (statico): 1

Coeff. M1 per C_u (statico): 1

Coeff. M1 per $\tan \Phi$ (sismico): 1

Coeff. M1 per c' (sismico): 1

Coeff. M1 per C_u (sismico): 1

Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30

Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8

Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < \Delta < 10$): 7

Frazione di spinta passiva f_{Sp} : 50,00 %

Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq

Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi

Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

8.7 ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Si rimanda all'elaborato *A.04-Relazione geologica* per un miglior dettaglio ed approfondimento sulla stratigrafia del terreno e sulle prove effettuate.

8.8 ARCHIVIO TERRENI

Nel presente progetto definitivo, sono state adottate delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno di fondazione a partire da analisi cartografiche e visive, da indagini geognostiche, nonché da considerazioni di massima sullo stato dei luoghi.

La caratterizzazione finale del volume significativo di terreno che interagirà con le opere di progetto ha fatto riferimento alla *A.04-Relazione Geologica* redatta dal *Geol. Dott. Ezio Infelise*. L'esatta individuazione dei siti è riportata nei grafici di progetto. Di seguito si riportano le caratterizzazioni dei terreni al di sotto dei siti di intervento delle stazioni di sollevamento, dei muri di sostegno (nell'area impianto e nella strada di accesso all'impianto) e dell'impianto di depurazione, dove viene a caratterizzarsi in base ai livelli di profondità. Nelle tabelle di seguito saranno presenti i seguenti parametri:

- | | |
|---|-----------------------------------|
| – γ [t/m ³] | peso specifico del terreno |
| – γ_{sat} [t/m ³] | peso specifico saturo del terreno |
| – φ [°] | angolo di resistenza |
| – E [kg/cm ²] | modulo di Young |
| – c' [kg/cm ²] | coesione efficace |
| – Q_c [kg/cm ²] | resistenza alla punta |
| – E_{ed} [kg/cm ²] | modulo edometrico |
| – E [kg/cm ²] | modulo di Young |
| – D_r [%] | densità relativa |
| – K_0 [-] | modulo di reazione |

- Prova Nr.1

N.	Descr.	γ_{sat} (t/m ³)	γ (t/m ³)	φ (°)	E (kg/cm ²)	Q _c (kg/ cm ²)	E _{ed} (kg/ cm ²)	Dr (%)	K ₀ (-)
1	Copertura detritica	1,9	1,6	28,97	78,72	13,12	106,62	27,98	1,34
2	Copertura detritica	2,5	2,19	33	532,64	75,82	448,94	58,49	6,64
3	Substrato roccioso	2,5	2,24	35	678,01	100,46	582,49	57,17	8,21

- Prova Nr.2

N.	Descr.	γ_{sat} (t/m ³)	γ (t/m ³)	φ (°)	E (kg/cm ²)	Q _c (kg/ cm ²)	E _{ed} (kg/ cm ²)	Dr (%)	K ₀ (-)
1	Copertura detritica	1,9	1,61	29,02	81,00	13,50	108,61	27,32	1,39
2	Copertura detritica	1,97	1,94	32,28	292,98	35,20	228,78	34,88	3,62
3	Substrato roccioso	2,5	2,18	37,88	513,17	72,52	431,06	44,21	6,43

8.9 VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Ai fini dei calcoli di portanza le sollecitazioni sismiche saranno considerate moltiplicate per un coeff. $\text{Gamma}_{\text{RD}} = 1.10$

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gamma_{R} di cui alla tabella 7.11.II.

9. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITÀ SISMICA

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria: **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 (NSPT) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

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

9.1 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.

9.2 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:

Fattori di comportamento						
Dir	q'	q	q₀	k_R	α_u/α₁	K_w
X	-	1,50	3,15	-	1,00	0,50
Y	-	1,50	3,15	-	1,00	0,50
Z	-	1,50	-	-	-	-

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).

q₀	Valore di base (comprensivo di K _w).
k_R	Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza.
α_u/α₁	Rapporto di sovreresistenza.
K_w	Fattore di riduzione di q ₀ .

Stato Limite	T _r	a _g /g	Amplificazione stratigrafica		F ₀	T* _c	T _B	T _C	T _D
			SS	CC					
						[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0.66	1.200	1.419	2.32	0.28	0.132	0.397	1.866
SLD	50	0.89	1.200	1.397	2.28	0.30	0.141	0.422	1.954
SLV	475	2.56	1.152	1.342	2.43	0.37	0.166	0.497	2.623
SLC	975	3.41	1.064	1.328	2.47	0.39	0.173	0.518	2.965

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.
F₀	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
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.

La categoria topografica di pertinenza è la **T2** ovvero “Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ ”, per cui i valori dello spettro medio sono stati amplificati di 1,2.

10. VERIFICHE DI SICUREZZA E SCELTA OPERE DI FONDAZIONE

10.1 COEFFICIENTI PER VERIFICA 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.

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.

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_r	γ_r	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.

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

10.2 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. Nei casi in esame, le strutture di fondazione sono costituite da *fondazioni dirette a platea* e per il locale quadri *fondazioni a trave T rovescia*. Per quanto concerne i muri di sostegno, questi saranno di tipo a mensola e nella parte più critica dell'area impianto dovranno essere aggiunti dei pali di fondazioni al di sotto del muro stesso.