

IMPIANTO AGROVOLTAICO DI PRODUZIONE DI ENERGIA
DA FONTE SOLARE DENOMINATO "STRECAPRETE" DI POTENZA
NOMINALE PARI A 15,0 MVA E POTENZA INSTALLATA PARI A 16,396 MW

REGIONE BASILICATA
PROVINCIA di POTENZA
COMUNI DI VENOSA e MONTEMILONE

PROGETTO DEFINITIVO

Tav.:

Titolo:

R15b

Relazione Geotecnica, Sismica - Platee
cabine

Scala:

Formato Stampa:

Codice Identificatore Elaborato

n.a.

A4

R15b_RelazioneGeotecnica_15b

Progettazione:

Committente:



Dott. Ing. Fabio CALCARELLA

Via B. Ravenna, 14 - 73100 Lecce
Mob. +39 340 9243575
fabio.calcarella@gmail.com - fabio.calcarella@ingpec.eu



Fabio Calcarella

Stern PV 5 S.r.l.

Largo Michele Novaro 1/A
CAP 43121 - PARMA (PR)
PEC - sternpv5srl@pec.it

Stern PV 5

Data	Motivo della revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
Novembre 2021	Prima emissione	STC	FC	Stern PV 5 srl

Sommario

PREMESSA	2
NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	2
CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI	3
CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA	7
VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	8
DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO	8
CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE	9
SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO	10
PARAMETRI DI CALCOLO	12
ARCHIVIO STRATIGRAFIE	13
ARCHIVIO TERRENI	13
DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI	13
VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	15
VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	16

PREMESSA

Il progetto prevede la realizzazione di un impianto fotovoltaico a terra e l'allevamento di tipo stanziale di razza ovina selezionata all'interno di una stessa area completamente recintata (**impianto agrovoltico**). Di fatto le aree di intervento saranno utilizzate per l'installazione dei moduli fotovoltaici e per il pascolo di razze ovine selezionate.

Si prevede la realizzazione di un impianto fotovoltaico (impianto **FV**) di **potenza nominale 15 MVA** (corrispondente alla potenza massima scambiata con la rete) e **potenza installata** pari a **16,396 MWp**. L'impianto è del tipo a terra su terreno agricolo realizzato con inseguitori monoassiali installati su strutture di sostegno realizzate con paletti direttamente infissi nel terreno.

E' previsto un allevamento ovino con pecore della razza Gentile di Puglia, originaria della Provincia di Foggia diffusa particolarmente in Puglia, Basilicata, Calabria ed in altre regioni del Meridione d'Italia.

L'impianto, denominato "**Strecaprete**" sarà costituito, oltre che dai moduli fotovoltaici e relative strutture di sostegno e movimentazione (inseguitori mono assiali), da tutte le *opere annesse*; sarà ubicato nel Comune di Venosa e Montemilone (Provincia di Potenza), con opere di connessione nel comune di Montemilone.

Opere annesse necessarie alla realizzazione dell'opera sono le cabine elettriche, le piste interne all'area di impianto, i cavidotti elettrici interrati all'interno delle aree di impianto, la recinzione. E' altresì prevista la realizzazione delle *opere di connessione* dell'impianto alla Rete di Trasmissione Nazionale, consistenti in:

- Un Cavidotto MT, dalla Cabina di Smistamento 1 alla Cabina di Smistamento 2 dell'impianto fotovoltaico di lunghezza pari a circa 1,7 km;
- un cavidotto MT, dalla Cabina di Smistamento 2 dell'impianto fotovoltaico alla SSE utente di lunghezza pari a circa 1,4 km;
- una Sottostazione Elettrica Utente (150/30 kV) di trasformazione e consegna, da realizzare contestualmente all'impianto, a sua volta è collegata alla futura Stazione Terna 150 kV di Montemilone, che dista 200 m circa dalla SSE Utente;
- un cavidotto AT di collegamento elettrico tra la SSE Utente e la futura SE Terna di *Montemilone* di lunghezza pari a circa 560 m.

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. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

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 sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

In questa relazione si indagano, nello specifico, le interazioni tra la fondazione (platea) delle cabine elettriche presenti all'interno dell'area di impianto ed il terreno rilevato in sito.

Nello specifico, sono stati realizzati 4 sondaggi con 24 geofoni verticali con spaziatura di 2.5 m.

Sono stati realizzati cinque scoppi interfacciati tra di loro, indicati con i numeri 1, 2, 3, 4 e 5, tra i quali gli scoppi 1 e 5 sono esterni allo stendimento, ad una distanza di 2.5 m dagli estremi, mentre gli scoppi 2, 3 e 4 sono interni allo stendimento.

Per l'elaborazione dei dati è stato utilizzato il software Easy Refract.

I risultati delle indagini svolte sono stati restituiti come sezioni multistrato e come mappe di velocità; questo ultimo metodo in particolare ha permesso di ottenere un'immagine in sezione del sottosuolo in termini di variazione del valore di V_p (rispetto alla classica rappresentazione di sezioni multistrato, ognuno caratterizzato da uno specifico valore di V_p , questa tecnica permette di individuare, con un elevato potere risolutivo, anomalie nella velocità di propagazione delle onde sismiche offrendo la possibilità di ricostruire geometrie complesse del sottosuolo non risolvibili con i metodi tradizionali di interpretazione e restituzione).

L'operazione di picking è stata preceduta dal filtraggio delle tracce acquisite. Si riportano di seguito i dati sperimentali ed i risultati della inversione.

La strumentazione utilizzata per i rilievi è un sismografo DoReMi della SARA electronic instruments. Questo è una strumentazione a trasmissione digitale del segnale che garantisce la massima flessibilità di utilizzo in tutte le indagini geofisiche, concepito con una architettura innovativa. Il sismografo modulare è, infatti, distribuito lungo il cavo sismico e la strumentazione è quindi costituita da più unità indipendenti, ognuna contenente tutta l'elettronica necessaria, distribuite lungo tutto lo stendimento e controllate attraverso un pc. I geofoni verticali utilizzati per l'indagine sono della SARA electronic instruments da 4.5Hz. L'energizzazione è stata ottenuta con una mazza da 5 kg ed una piastra di metallo.

Sono stati realizzati, inoltre, 3 sondaggi MASW sugli stendimenti coincidenti con i sondaggi in onde P, l'acquisizione è stata realizzata invece con 24 geofoniorizzontali della SARA electronic da 4,5 Hz, spaziate di 2,5 m ed orientati con asse di oscillazione solidale allo stendimento. Per ogni sondaggio è stato realizzato uno scoppio esterno allo stendimento, ad una distanza di 10 m dall'ultimo geofono.

Anche in questo caso la strumentazione utilizzata per i sondaggi è il sismografo DoReMi della SARA electronic instruments, L'energizzazione è stata ottenuta con una mazza da 5 kg.

In questo modo è stata rilevata la componente orizzontale dell'onda di Rayleigh (questo accorgimento può facilitare il riconoscimento del modo fondamentale sul grafico Velocità di fase / Frequenza). I dati raccolti sono stati elaborati con i software GEOPSY e DINVER con la finalità di determinare attraverso il profilo di velocità delle onde di taglio V_s sia la geometria del sottosuolo che anche il tipo di suolo secondo le normative tecniche nazionali ed internazionali.

Nella relazione geologica i dettagli dei risultati delle prove.

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

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:

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

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

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

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

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

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 :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- 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
- k₀ 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_γ, fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ, coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ, coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ, coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ₁ peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ₂ 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)

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

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

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

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

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

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

- 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)

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

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

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

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

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

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

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

- 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

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

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

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

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

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

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

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

- 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

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

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

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

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

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

- 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:

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

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:

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

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

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:

$s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nas triforme

$s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;

$s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

$s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato

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

Formulazione di Terzaghi (1943)

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

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

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$K_{p\gamma}$	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)

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

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

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:

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

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.

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 "u", 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:

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

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

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

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

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.

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 un 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 $w_{\text{Lib.}}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo 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 sono stampati i tabulati di calcolo.

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.

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.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di $Q_{lim\ q}$, $Q_{lim\ g}$, $Q_{lim\ c}$ e di $Q_{res\ P}$ (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ q}$ 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)
- $Q_{lim\ g}$ 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)
- $Q_{lim\ c}$ 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)
- $Q_{res\ P}$ 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)
- Q_{max} / Q_{lim} 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).
- T_{Blim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- T_B / T_{Blim} 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)
- T_{Llim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- T_L / T_{Llim} 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

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga

nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per 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 $w_{Lib.}$)

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

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 coeff. 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: Boussinesq
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 2

Profondità falda: assente

Strato n. Neg.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito
1	da 0,0 a -100,0 cm	100,0 cm	001 / Sabbia sciolta	Assente
2	da -100,0 a -400,0 cm	300,0 cm	002 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Sabbia sciolta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Angolo Res. Gradi°	Coesione daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades.
1,500 E-3	1,900 E-3	24,000	0,000	55,929	100,000	60,0	0,372	1,00

Indice / Descrizione terreno: **002 / Ghiaia e sabbia compatta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Angolo Res. Gradi°	Coesione daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades.
1,900 E-3	2,100 E-3	34,000	0,000	219,047	300,000	60,0	0,306	1,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Dia. Eq. cm	Spessore cm	Superficie cm ²	Vertici n. per elem.	Macro n.
Platea n. 129	Platea	001	15.000	78.987	30.000	4900.000	4	5
Platea n. 130	Platea	001	15.000	74.703	30.000	4382.914	4	5
Platea n. 131	Platea	001	15.000	83.393	30.000	5461.937	4	5
Platea n. 132	Platea	001	15.000	82.534	30.000	5350.000	4	5
Platea n. 133	Platea	001	15.000	73.561	30.000	4250.000	4	5
Platea n. 134	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 135	Platea	001	15.000	74.644	30.000	4376.070	4	5
Platea n. 136	Platea	001	15.000	78.987	30.000	4900.000	4	5
Platea n. 137	Platea	001	15.000	82.534	30.000	5350.000	4	5
Platea n. 138	Platea	001	15.000	82.534	30.000	5350.000	4	5
Platea n. 139	Platea	001	15.000	78.987	30.000	4900.000	4	5
Platea n. 140	Platea	001	15.000	74.584	30.000	4368.941	4	5
Platea n. 141	Platea	001	15.000	74.703	30.000	4382.914	4	5
Platea n. 142	Platea	001	15.000	74.805	30.000	4394.939	4	5
Platea n. 143	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 144	Platea	001	15.000	83.631	30.000	5493.177	4	5
Platea n. 145	Platea	001	15.000	82.534	30.000	5350.000	4	5
Platea n. 146	Platea	001	15.000	81.454	30.000	5210.924	4	5
Platea n. 147	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.001	4	5
Platea n. 148	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 149	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 150	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 151	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.001	4	5
Platea n. 152	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.663	4	5
Platea n. 153	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 154	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.001	4	5
Platea n. 155	Platea	001	15.000	81.346	30.000	5197.163	4	5
Platea n. 156	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 157	Platea	001	15.000	100.817	30.000	7982.866	4	5
Platea n. 158	Platea	001	15.000	74.644	30.000	4376.071	4	5
Platea n. 159	Platea	001	15.000	74.805	30.000	4394.942	4	5
Platea n. 160	Platea	001	15.000	93.977	30.000	6936.391	4	5
Platea n. 161	Platea	001	15.000	74.584	30.000	4368.943	4	5
Platea n. 162	Platea	001	15.000	78.987	30.000	4900.000	4	5
Platea n. 163	Platea	001	15.000	82.534	30.000	5350.000	4	5
Platea n. 164	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 165	Platea	001	15.000	102.428	30.000	8240.024	4	5

Platea n. 166	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.658	4	5
Platea n. 167	Platea	001	15.000	102.428	30.000	8240.024	4	5
Platea n. 168	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 169	Platea	001	15.000	102.428	30.000	8240.024	4	5
Platea n. 170	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.663	4	5
Platea n. 171	Platea	001	15.000	118.189	30.000	10971.010	4	5
Platea n. 172	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.001	4	5
Platea n. 173	Platea	001	15.000	81.346	30.000	5197.164	4	5
Platea n. 174	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.001	4	5
Platea n. 175	Platea	001	15.000	82.534	30.000	5350.000	4	5
Platea n. 176	Platea	001	15.000	93.977	30.000	6936.387	4	5
Platea n. 177	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.001	4	5
Platea n. 178	Platea	001	15.000	82.914	30.000	5399.351	4	5
Platea n. 179	Platea	001	15.000	105.975	30.000	8820.593	4	5
Platea n. 180	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.001	4	5
Platea n. 181	Platea	001	15.000	106.206	30.000	8859.088	4	5
Platea n. 182	Platea	001	15.000	116.914	30.000	10735.450	4	5
Platea n. 183	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.658	4	5
Platea n. 184	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 185	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.658	4	5
Platea n. 186	Platea	001	15.000	88.129	30.000	6100.000	4	5
Platea n. 187	Platea	001	15.000	110.091	30.000	9519.032	4	5
Platea n. 188	Platea	001	15.000	118.189	30.000	10971.010	4	5
Platea n. 189	Platea	001	15.000	102.215	30.000	8205.838	4	5
Platea n. 190	Platea	001	15.000	95.592	30.000	7176.787	4	5
Platea n. 191	Platea	001	15.000	106.206	30.000	8859.091	4	5
Platea n. 192	Platea	001	15.000	114.499	30.000	10296.620	4	5
Platea n. 193	Platea	001	15.000	82.534	30.000	5350.000	4	5
Platea n. 194	Platea	001	15.000	91.980	30.000	6644.694	4	5
Platea n. 195	Platea	001	15.000	82.534	30.000	5350.000	4	5
Platea n. 196	Platea	001	15.000	85.323	30.000	5717.656	4	5
Platea n. 197	Platea	001	15.000	105.975	30.000	8820.594	4	5
Platea n. 198	Platea	001	15.000	85.323	30.000	5717.657	4	5
Platea n. 199	Platea	001	15.000	116.914	30.000	10735.450	4	5
Platea n. 200	Platea	001	15.000	114.499	30.000	10296.630	4	5
Platea n. 201	Platea	001	15.000	91.468	30.000	6570.941	4	5
Platea n. 202	Platea	001	15.000	95.592	30.000	7176.789	4	5
Platea n. 203	Platea	001	15.000	91.468	30.000	6570.940	4	5
Platea n. 204	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.663	4	5
Platea n. 205	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.665	4	5
Platea n. 206	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.658	4	5
Platea n. 207	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.658	4	5
Platea n. 208	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.658	4	5
Platea n. 209	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.658	4	5
Platea n. 210	Platea	001	15.000	110.091	30.000	9519.039	4	5
Platea n. 211	Platea	001	15.000	91.980	30.000	6644.690	4	5
Platea n. 212	Platea	001	15.000	102.215	30.000	8205.832	4	5
Platea n. 213	Platea	001	15.000	103.750	30.000	8454.099	4	5
Platea n. 214	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.658	4	5
Platea n. 215	Platea	001	15.000	100.437	30.000	7922.789	4	5
Platea n. 216	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.658	4	5
Platea n. 217	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.658	4	5
Platea n. 218	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.663	4	5
Platea n. 219	Platea	001	15.000	101.279	30.000	8056.189	4	5
Platea n. 220	Platea	001	15.000	103.750	30.000	8454.100	4	5
Platea n. 221	Platea	001	15.000	100.437	30.000	7922.789	4	5
Platea n. 222	Platea	001	15.000	93.381	30.000	6848.631	4	5
Platea n. 223	Platea	001	15.000	102.428	30.000	8240.028	4	5
Platea n. 224	Platea	001	15.000	93.381	30.000	6848.627	4	5
Platea n. 225	Platea	001	15.000	100.817	30.000	7982.871	4	5
Platea n. 226	Platea	001	15.000	101.279	30.000	8056.191	4	5
Platea n. 227	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.660	4	5
Platea n. 228	Platea	001	15.000	87.612	30.000	6028.550	4	5
Platea n. 229	Platea	001	15.000	82.914	30.000	5399.348	4	5
Platea n. 230	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.660	4	5
Platea n. 231	Platea	001	15.000	110.884	30.000	9656.660	4	5
Platea n. 232	Platea	001	15.000	73.561	30.000	4250.002	4	5
Platea n. 233	Platea	001	15.000	73.561	30.000	4249.999	4	5
Platea n. 234	Platea	001	15.000	87.612	30.000	6028.552	4	5
Platea n. 235	Platea	001	15.000	83.631	30.000	5493.175	4	5
Platea n. 236	Platea	001	15.000	73.561	30.000	4250.000	4	5
Platea n. 237	Platea	001	15.000	77.992	30.000	4777.367	4	5
Platea n. 238	Platea	001	15.000	83.393	30.000	5461.931	4	5
Platea n. 239	Platea	001	15.000	81.454	30.000	5210.916	4	5
Platea n. 240	Platea	001	15.000	77.992	30.000	4777.364	4	5
Platea n. 241	Platea	001	15.000	55.279	30.000	2400.000	3	5

Platea n.	242	Platea	001	15.000	55.279	30.000	2400.000	3	5
Platea n.	243	Platea	001	15.000	55.279	30.000	2400.000	3	5
Platea n.	244	Platea	001	15.000	55.279	30.000	2400.000	3	5
Platea n.	245	Platea	001	15.000	55.279	30.000	2400.000	3	5
Platea n.	246	Platea	001	15.000	55.279	30.000	2400.000	3	5
Elemento n.		Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.	
Macro n.	5	Macro-Platea	001	15.000	400.000	30.000	1280.000	1280.000	

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

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 gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 5

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1500 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.1083 + 0.9965 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2833 / 1.1048 = 0,256 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 44838.3 = 0,000 Ok (Cmb. n. 004)

TL / TLLim = 0.0 / 57380.5 = 0,000 Ok (Cmb. n. 002)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
002	SLU STR	No	0.004	0.000	0.0	0.0	-208793.6	-0.2387	-0.2833
004	SLU STR	No	0.004	0.000	0.0	0.0	-162514.7	-0.1857	-0.2207

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1500 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0600 + 0.1384 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3941 / 0.1984 = 1,986 (Cmb. n. 012)

TB / TBlim = 42771.3 / 41385.0 = 1,033 (Cmb. n. 016)

TL / TLLim = 53229.0 / 41262.7 = 1,290 (Cmb. n. 022)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
012	SLV A1	Si	-129.851	-33.436	-42772.8	-15956.9	-150139.3	-0.0617	-0.3941
016	SLV A1	Si	-129.858	-33.441	-42771.3	-15957.5	-150128.7	0.0048	-0.3277
022	SLV A1	Si	38.815	-111.426	12825.8	-53229.0	-150131.7	0.1004	-0.5449

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1500 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.0867 + 0.5129 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2767 / 0.5995 = 0,462 Ok (Cmb. n. 045)

TB / TBlim = 17817.7 / 41387.2 = 0,431 Ok (Cmb. n. 041)

TL / TLLim = 21600.8 / 41263.9 = 0,523 Ok (Cmb. n. 058)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
041	SLD	Si	54.098	13.567	17817.7	6475.3	-150136.6	-0.1127	-0.2496
045	SLD	Si	54.096	13.568	17817.0	6475.5	-150141.0	-0.1398	-0.2767
058	SLD	Si	16.173	-45.211	5342.7	-21600.8	-150135.9	-0.0778	-0.3344

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 129

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
071	SLE rare	No	0.004	0.000	0.0	0.0	-146761.7	-0.1684	-0.1979
072	SLE rare	No	0.004	0.000	0.0	0.0	-158013.9	-0.1808	-0.2142

Cedimento massimo = -0.259 cm in Cmb n. 072

Cedimento minimo = -0.042 cm in Cmb n. 071