

REGIONE PUGLIA

Dipartimento Agricoltura, Sviluppo Rurale e Tutela dell'Ambiente

Sezione RISORSE IDRICHE

Servizio SISTEMA IRDICO INTEGRATO



POR PUGLIA 2014-2020 Asse VI - Azione 6.4.c (ex 6.4.3)

“Infrastrutture per il pretrattamento, stoccaggio e riutilizzo delle acque reflue depurate”

COMUNE DI PALAGIANO



Riutilizzo ai fini irrigui delle acque reflue affinate licenziate di depuratori a servizio degli abitati di Palagiano e Massafra

PROGETTO DEFINITIVO

OGGETTO: Relazione Geotecnica sulle Fondazioni

R.U.P.
Ing. Silvia Micunco

Progettazione:
R.T.P. Ing. Giovanni LEUZZI
Ing. Roberto PISCONTI
Ing. Andrea DE GAETANI
Ing. Marco SPAGNOLO
Ing. Paolo GASPARRO

ELABORATO:

R06

Scala: /

Formato: A4

Data:

Aprile 2021

Revisione:

0



RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

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.

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:

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

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

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

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

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

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 :

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

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

- 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
- 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_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
- 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:

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

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

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

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

- 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:

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

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

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

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

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

- 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:

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

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

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

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

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

- 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

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

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

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

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

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

- se H è parallela al lato B si ha:

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

- se H è parallela al lato L si ha:

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

- 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:

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

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

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 nastriforme $s_c = 1.3$ 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)

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

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

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{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)

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

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:

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

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% dell'angolo di attrito)
- 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 "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:

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

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

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

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

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 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:

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ 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 $w_{imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

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 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)
- 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).
 - TB_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
 - TB / TB_{lim} 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)
 - TL_{lim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
 - TL / TL_{lim} 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 Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu 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 fSp: 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

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 1

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -700,0 cm	700,0 cm	001 / Calcareniti di monte Castiglione	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: 001 / Calcareniti di monte Castiglione

Comportamento del terreno: litoide (roccia)

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Poisson	RQD	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,900 E-3	1,900 E-3	32,000	0,100	2000,000	0,400	75,0	0,00

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. 113	Platea	001	510.000	50.777	50.000	2025.000	4	5
Platea n. 114	Platea	001	510.000	62.189	50.000	3037.500	4	5
Platea n. 115	Platea	001	510.000	58.632	50.000	2700.000	4	5
Platea n. 116	Platea	001	510.000	50.777	50.000	2025.000	4	5
Platea n. 117	Platea	001	510.000	61.610	50.000	2981.250	4	5
Platea n. 118	Platea	001	510.000	50.777	50.000	2025.000	4	5
Platea n. 119	Platea	001	510.000	62.189	50.000	3037.500	4	5
Platea n. 120	Platea	001	510.000	62.189	50.000	3037.500	4	5
Platea n. 121	Platea	001	510.000	50.777	50.000	2025.000	4	5
Platea n. 122	Platea	001	510.000	62.189	50.000	3037.500	4	5
Platea n. 123	Platea	001	510.000	44.781	50.000	1575.000	4	5
Platea n. 124	Platea	001	510.000	53.524	50.000	2250.000	4	5
Platea n. 125	Platea	001	510.000	61.610	50.000	2981.250	4	5
Platea n. 126	Platea	001	510.000	61.610	50.000	2981.250	4	5
Platea n. 127	Platea	001	510.000	61.610	50.000	2981.250	4	5
Platea n. 128	Platea	001	510.000	68.752	50.000	3712.500	4	5
Platea n. 129	Platea	001	510.000	68.752	50.000	3712.500	4	5
Platea n. 130	Platea	001	510.000	68.752	50.000	3712.500	4	5
Platea n. 131	Platea	001	510.000	68.752	50.000	3712.500	4	5
Platea n. 132	Platea	001	510.000	70.805	50.000	3937.500	4	5
Platea n. 133	Platea	001	510.000	70.805	50.000	3937.500	4	5
Platea n. 134	Platea	001	510.000	70.805	50.000	3937.500	4	5
Platea n. 135	Platea	001	510.000	70.805	50.000	3937.500	4	5
Platea n. 136	Platea	001	510.000	24.546	50.000	473.194	3	5
Platea n. 137	Platea	001	510.000	27.354	50.000	587.668	3	5
Platea n. 138	Platea	001	510.000	20.236	50.000	321.622	3	5

Platea n. 139	Platea	001	510.000	59.055	50.000	2739.101	4	5
Platea n. 140	Platea	001	510.000	70.902	50.000	3948.265	4	5
Platea n. 141	Platea	001	510.000	91.378	50.000	6557.995	4	5
Platea n. 142	Platea	001	510.000	84.069	50.000	5550.876	4	5
Platea n. 143	Platea	001	510.000	42.525	50.000	1420.278	4	5
Platea n. 144	Platea	001	510.000	74.869	50.000	4402.393	4	5
Platea n. 145	Platea	001	510.000	65.598	50.000	3379.613	4	5
Platea n. 146	Platea	001	510.000	39.007	50.000	1194.996	3	5
Platea n. 147	Platea	001	510.000	33.729	50.000	893.518	3	5
Platea n. 148	Platea	001	510.000	42.719	50.000	1433.286	4	5
Platea n. 149	Platea	001	510.000	56.710	50.000	2525.896	4	5
Platea n. 150	Platea	001	510.000	66.771	50.000	3501.612	4	5
Platea n. 151	Platea	001	510.000	20.059	50.000	316.012	4	5
Platea n. 152	Platea	001	510.000	88.744	50.000	6185.444	4	5
Platea n. 153	Platea	001	510.000	85.034	50.000	5679.002	4	5
Platea n. 154	Platea	001	510.000	82.256	50.000	5313.994	4	5
Platea n. 155	Platea	001	510.000	45.742	50.000	1643.290	4	5
Platea n. 156	Platea	001	510.000	84.843	50.000	5653.502	4	5
Platea n. 157	Platea	001	510.000	81.552	50.000	5223.480	4	5
Platea n. 158	Platea	001	510.000	87.093	50.000	5957.354	4	5
Platea n. 159	Platea	001	510.000	82.944	50.000	5403.364	4	5
Platea n. 160	Platea	001	510.000	80.565	50.000	5097.824	4	5
Platea n. 161	Platea	001	510.000	58.162	50.000	2656.894	4	5
Platea n. 162	Platea	001	510.000	66.668	50.000	3490.797	4	5
Platea n. 163	Platea	001	510.000	59.307	50.000	2762.518	4	5
Platea n. 164	Platea	001	510.000	91.220	50.000	6535.372	4	5
Platea n. 165	Platea	001	510.000	83.685	50.000	5500.245	4	5
Platea n. 166	Platea	001	510.000	79.858	50.000	5008.691	4	5
Platea n. 167	Platea	001	510.000	72.620	50.000	4141.904	4	5

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 5	Macro-Platea	001	510.000	336.000	50.000	352.000	352.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Ai fini dei calcoli di portanza le sollecitazioni sismiche saranno considerate moltiplicate per un coef. $\Gamma_{RD} = 1.10$

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 γ_R 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**:

$S_{gm.Lt}$ (tens. litostatica) = -1.3300 daN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim.c} + Q_{lim.q} + Q_{lim.g} + Q_{res.P} = 1.0770 + 6.7580 + 2.1461 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.6389 / 9.9810 = 0,064$ Ok (Cmb. n. 002)

$TB / TBl_{lim} = 0.0 / 49983.1 = 0,000$ Ok (Cmb. n. 001)

$TL / TL_{lim} = 0.0 / 51226.3 = 0,000$ Ok (Cmb. n. 002)

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
001	SLU STR	No	-0.109	0.730	0.0	0.0	-110439.0	-0.5637	-0.6192
002	SLU STR	No	-0.231	0.847	0.0	0.0	-113756.8	-0.5802	-0.6389

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

$S_{gm.Lt}$ (tens. litostatica) = -1.3300 daN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim.c} + Q_{lim.q} + Q_{lim.g} + Q_{res.P} = 1.0770 + 6.7580 + 2.1461 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.6599 / 9.9810 = 0,066$ Ok (Cmb. n. 035)

$TB / TBl_{lim} = 2420.5 / 41088.0 = 0,059$ Ok (Cmb. n. 025)

$TL / TL_{lim} = 2427.4 / 41087.4 = 0,059$ Ok (Cmb. n. 010)

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
010	SLV A1	Si	-4.285	-13.244	-649.0	-2206.7	-86698.0	-0.3722	-0.5900

025	SLV A1	Si	13.789	-3.331	2200.5	-654.4	-86699.8	-0.3718	-0.5888
035	SLV A1	Si	13.730	5.098	2190.0	670.1	-86716.8	-0.3622	-0.5999

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -1.3300 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0770 + 6.7580 + 2.1461 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6123 / 9.9810 = 0,061 Ok (Cmb. n. 064)

TB / TBlim = 1517.1 / 41091.3 = 0,037 Ok (Cmb. n. 065)

TL / TLLim = 1483.8 / 41091.0 = 0,036 Ok (Cmb. n. 042)

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
042	SLD	Si	-2.771	-7.786	-408.2	-1348.9	-86707.8	-0.4153	-0.5469
064	SLD	Si	-8.960	3.328	-1377.7	397.3	-86736.9	-0.4041	-0.5566
065	SLD	Si	8.574	-1.705	1379.1	-397.1	-86708.5	-0.4147	-0.5458

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 113

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
069	SLE rare	No	-0.109	0.730	0.0	0.0	-84953.1	-0.4336	-0.4763

Cedimento massimo = 0.000 cm in Cmb n. 069

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 069

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

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.

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:

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

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

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

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

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

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 :

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

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

- 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
- 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_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
- 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:

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

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

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

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

- 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:

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

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

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

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

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

- 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:

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

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

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

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

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:

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

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

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

- se H è parallela al lato B si ha:

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

- se H è parallela al lato L si ha:

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

- 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 $\phi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ 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:

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

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 determina 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:

$$q_{ult} = \left[q_{ult}'' + q_{resT} \right]_{\min} = \left[q_{ult}'' + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_S \cdot \tan(\phi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

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 nastriforme

$s_c = 1.3$ 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)

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

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

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

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

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:

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

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% dell'angolo di attrito)
- 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 "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.

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:

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ 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 $w_{imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

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 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)

- $Q_{lim\ g}$ 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)
- $S_{gm. Lt.}$ 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

- C_{mb} numero della combinazione di carico e tipologia
- N_{odo} 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 ϕ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu 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 fSp: 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

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 1

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -700,0 cm	700,0 cm	001 / Calcareniti di monte Castiglione	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Calcareniti di monte Castiglione**

Comportamento del terreno: litoide (roccia)

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Poisson	RQD	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,900 E-3	1,900 E-3	32,000	0,100	2000,000	0,400	75,0	0,00

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. 113	Platea	001	510.000	50.777	50.000	2025.000	4	5
Platea n. 114	Platea	001	510.000	62.189	50.000	3037.500	4	5
Platea n. 115	Platea	001	510.000	58.632	50.000	2700.000	4	5
Platea n. 116	Platea	001	510.000	50.777	50.000	2025.000	4	5
Platea n. 117	Platea	001	510.000	61.610	50.000	2981.250	4	5
Platea n. 118	Platea	001	510.000	50.777	50.000	2025.000	4	5
Platea n. 119	Platea	001	510.000	62.189	50.000	3037.500	4	5
Platea n. 120	Platea	001	510.000	62.189	50.000	3037.500	4	5
Platea n. 121	Platea	001	510.000	50.777	50.000	2025.000	4	5
Platea n. 122	Platea	001	510.000	62.189	50.000	3037.500	4	5
Platea n. 123	Platea	001	510.000	44.781	50.000	1575.000	4	5
Platea n. 124	Platea	001	510.000	53.524	50.000	2250.000	4	5
Platea n. 125	Platea	001	510.000	61.610	50.000	2981.250	4	5

Platea n. 126	Platea	001	510.000	61.610	50.000	2981.250	4	5
Platea n. 127	Platea	001	510.000	61.610	50.000	2981.250	4	5
Platea n. 128	Platea	001	510.000	68.752	50.000	3712.500	4	5
Platea n. 129	Platea	001	510.000	68.752	50.000	3712.500	4	5
Platea n. 130	Platea	001	510.000	68.752	50.000	3712.500	4	5
Platea n. 131	Platea	001	510.000	68.752	50.000	3712.500	4	5
Platea n. 132	Platea	001	510.000	70.805	50.000	3937.500	4	5
Platea n. 133	Platea	001	510.000	70.805	50.000	3937.500	4	5
Platea n. 134	Platea	001	510.000	70.805	50.000	3937.500	4	5
Platea n. 135	Platea	001	510.000	70.805	50.000	3937.500	4	5
Platea n. 136	Platea	001	510.000	24.546	50.000	473.195	3	5
Platea n. 137	Platea	001	510.000	27.354	50.000	587.668	3	5
Platea n. 138	Platea	001	510.000	20.236	50.000	321.622	3	5
Platea n. 139	Platea	001	510.000	59.055	50.000	2739.100	4	5
Platea n. 140	Platea	001	510.000	70.902	50.000	3948.265	4	5
Platea n. 141	Platea	001	510.000	91.378	50.000	6557.995	4	5
Platea n. 142	Platea	001	510.000	84.069	50.000	5550.876	4	5
Platea n. 143	Platea	001	510.000	42.525	50.000	1420.279	4	5
Platea n. 144	Platea	001	510.000	74.869	50.000	4402.393	4	5
Platea n. 145	Platea	001	510.000	65.598	50.000	3379.614	4	5
Platea n. 146	Platea	001	510.000	39.007	50.000	1194.995	3	5
Platea n. 147	Platea	001	510.000	33.729	50.000	893.518	3	5
Platea n. 148	Platea	001	510.000	42.719	50.000	1433.286	4	5
Platea n. 149	Platea	001	510.000	56.710	50.000	2525.896	4	5
Platea n. 150	Platea	001	510.000	66.771	50.000	3501.612	4	5
Platea n. 151	Platea	001	510.000	20.059	50.000	316.012	4	5
Platea n. 152	Platea	001	510.000	88.744	50.000	6185.445	4	5
Platea n. 153	Platea	001	510.000	85.034	50.000	5679.002	4	5
Platea n. 154	Platea	001	510.000	82.256	50.000	5313.995	4	5
Platea n. 155	Platea	001	510.000	45.742	50.000	1643.290	4	5
Platea n. 156	Platea	001	510.000	84.843	50.000	5653.501	4	5
Platea n. 157	Platea	001	510.000	81.552	50.000	5223.482	4	5
Platea n. 158	Platea	001	510.000	87.093	50.000	5957.354	4	5
Platea n. 159	Platea	001	510.000	82.944	50.000	5403.363	4	5
Platea n. 160	Platea	001	510.000	80.565	50.000	5097.824	4	5
Platea n. 161	Platea	001	510.000	58.162	50.000	2656.894	4	5
Platea n. 162	Platea	001	510.000	66.668	50.000	3490.796	4	5
Platea n. 163	Platea	001	510.000	59.307	50.000	2762.519	4	5
Platea n. 164	Platea	001	510.000	91.220	50.000	6535.371	4	5
Platea n. 165	Platea	001	510.000	83.685	50.000	5500.245	4	5
Platea n. 166	Platea	001	510.000	79.858	50.000	5008.691	4	5
Platea n. 167	Platea	001	510.000	72.620	50.000	4141.904	4	5

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 5	Macro-Platea	001	510.000	336.000	50.000	352.000	352.000

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Ai fini dei calcoli di portanza le sollecitazioni sismiche saranno considerate moltiplicate per un coef. $\Gamma_{RD} = 1.10$

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 γ_R 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**:

$S_{gm, Lt}$ (tens. litostatica) = -1.3300 daN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim c} + Q_{lim q} + Q_{lim g} + Q_{res P} = 1.0770 + 6.7580 + 2.1461 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.7133 / 9.9810 = 0,071$ Ok (Cmb. n. 002)

$TB / TBl_{lim} = 0.0 / 54951.1 = 0,000$ Ok (Cmb. n. 001)

$TL / TL_{lim} = 0.0 / 56194.2 = 0,000$ Ok (Cmb. n. 002)

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
--------	------	-------	-----------	-----------	-----------------	-----------------	----------------	------------------------------	------------------------------

001	SLU STR	No	-0.114	-0.654	0.0	0.0	-123697.5	-0.6298	-0.6936
002	SLU STR	No	-0.223	-0.761	0.0	0.0	-127015.2	-0.6463	-0.7133

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -1.3300 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0770 + 6.7580 + 2.1461 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.8131 / 9.9810 = 0,081 Ok (Cmb. n. 025)

TB / TBlim = 3744.3 / 44907.6 = 0,083 Ok (Cmb. n. 035)

TL / TLLim = 3770.6 / 44906.1 = 0,084 Ok (Cmb. n. 008)

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
008	SLV A1	Si	-6.466	20.896	-1008.6	3427.8	-96889.5	-0.3486	-0.7280
025	SLV A1	Si	21.156	-7.306	3388.6	-1040.1	-96915.4	-0.3371	-0.7392
035	SLV A1	Si	21.247	5.658	3403.9	1016.1	-96893.4	-0.3476	-0.7271

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -1.3300 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0770 + 6.7580 + 2.1461 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.7708 / 9.9810 = 0,077 Ok (Cmb. n. 057)

TB / TBlim = 3028.7 / 44909.5 = 0,067 Ok (Cmb. n. 059)

TL / TLLim = 2951.7 / 44909.0 = 0,066 Ok (Cmb. n. 040)

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
040	SLD	Si	-5.298	16.224	-819.3	2683.4	-96897.1	-0.3889	-0.6877
057	SLD	Si	17.114	-5.904	2743.1	-817.0	-96915.2	-0.3756	-0.7007
059	SLD	Si	17.171	4.247	2753.4	790.2	-96898.6	-0.3859	-0.6886

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 113

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
069	SLE rare	No	-0.114	-0.654	0.0	0.0	-95151.9	-0.4844	-0.5335

Cedimento massimo = 0.000 cm in Cmb n. 069

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 069

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

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.

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:

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

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

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

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

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

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 :

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

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

- 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
- 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_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
- 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:

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

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

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

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

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:

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

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

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

- se H è parallela al lato B si ha:

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

- se H è parallela al lato L si ha:

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

- 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 $\phi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ 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:

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

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 determina 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:

$$q_{ult} = \left[q_{ult}'' + q_{resT} \right]_{\min} = \left[q_{ult}'' + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_S \cdot \tan(\phi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

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 nastriforme

$s_c = 1.3$ 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)

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

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

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

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

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:

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

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% dell'angolo di attrito)
- 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 "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.

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:

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ 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 $w_{imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

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 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)

- $Q_{lim\ g}$ 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)
- $S_{gm. Lt.}$ 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

- C_{mb} numero della combinazione di carico e tipologia
- N_{odo} 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: Brinch - Hansen
- Per terreni lapidei: Zienkiewicz

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 ϕ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu 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 ($6 < Ca < 10$): 10
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 10
- Frazione di spinta passiva fSp: 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

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 1

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Calcareniti di monte Castiglione	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Calcareniti di monte Castiglione**

Comportamento del terreno: litoide (roccia)

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Poisson	RQD	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,900 E-3	1,900 E-3	32,000	0,100	2000,000	0,200	75,0	0,00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq.	Spessore	Superficie	Vertici n. per elem.	Macro n.
Platea n. 391	Platea	001	50.000	53.680	50.000	2263.146	4	5
Platea n. 392	Platea	001	50.000	49.066	50.000	1890.802	4	5
Platea n. 393	Platea	001	50.000	53.900	50.000	2281.736	4	5
Platea n. 394	Platea	001	50.000	78.582	50.000	4849.991	4	5
Platea n. 395	Platea	001	50.000	67.005	50.000	3526.158	4	5
Platea n. 396	Platea	001	50.000	69.864	50.000	3833.562	4	5
Platea n. 397	Platea	001	50.000	62.259	50.000	3044.338	4	5
Platea n. 398	Platea	001	50.000	50.750	50.000	2022.840	4	5
Platea n. 399	Platea	001	50.000	59.835	50.000	2811.901	4	5
Platea n. 400	Platea	001	50.000	52.892	50.000	2197.238	4	5
Platea n. 401	Platea	001	50.000	58.260	50.000	2665.809	4	5
Platea n. 402	Platea	001	50.000	60.237	50.000	2849.816	4	5
Platea n. 403	Platea	001	50.000	56.458	50.000	2503.455	4	5

Platea n.	404	Platea	001	50.000	44.815	50.000	1577.372	4	5
Platea n.	405	Platea	001	50.000	55.935	50.000	2457.297	4	5
Platea n.	406	Platea	001	50.000	51.382	50.000	2073.546	4	5
Platea n.	407	Platea	001	50.000	52.364	50.000	2153.526	4	5
Platea n.	408	Platea	001	50.000	54.347	50.000	2319.753	4	5
Platea n.	409	Platea	001	50.000	46.266	50.000	1681.193	4	5
Platea n.	410	Platea	001	50.000	56.039	50.000	2466.421	4	5
Platea n.	411	Platea	001	50.000	55.327	50.000	2404.134	4	5
Platea n.	412	Platea	001	50.000	48.683	50.000	1861.456	4	5
Platea n.	413	Platea	001	50.000	54.408	50.000	2324.939	4	5
Platea n.	414	Platea	001	50.000	5.981	50.000	28.100	3	5
Platea n.	415	Platea	001	50.000	54.661	50.000	2346.593	4	5
Platea n.	416	Platea	001	50.000	45.128	50.000	1599.492	4	5
Platea n.	417	Platea	001	50.000	33.796	50.000	897.053	4	5
Platea n.	418	Platea	001	50.000	49.333	50.000	1911.477	4	5
Platea n.	419	Platea	001	50.000	54.830	50.000	2361.143	4	5
Platea n.	420	Platea	001	50.000	56.703	50.000	2525.235	4	5
Platea n.	421	Platea	001	50.000	63.873	50.000	3204.267	4	5
Platea n.	422	Platea	001	50.000	46.238	50.000	1679.159	4	5
Platea n.	423	Platea	001	50.000	71.909	50.000	4061.240	4	5
Platea n.	424	Platea	001	50.000	66.449	50.000	3467.897	4	5
Platea n.	425	Platea	001	50.000	63.947	50.000	3211.679	4	5
Platea n.	426	Platea	001	50.000	73.584	50.000	4252.567	4	5
Platea n.	427	Platea	001	50.000	65.493	50.000	3368.865	4	5
Platea n.	428	Platea	001	50.000	68.249	50.000	3658.375	4	5
Platea n.	429	Platea	001	50.000	59.391	50.000	2770.370	4	5
Platea n.	430	Platea	001	50.000	61.964	50.000	3015.607	4	5
Platea n.	431	Platea	001	50.000	61.495	50.000	2970.077	4	5
Platea n.	432	Platea	001	50.000	58.257	50.000	2665.500	4	5
Platea n.	433	Platea	001	50.000	52.749	50.000	2185.334	4	5
Platea n.	434	Platea	001	50.000	20.730	50.000	337.499	3	5
Platea n.	435	Platea	001	50.000	54.833	50.000	2361.438	4	5
Platea n.	436	Platea	001	50.000	50.586	50.000	2009.785	4	5
Platea n.	437	Platea	001	50.000	49.329	50.000	1911.182	4	5
Platea n.	438	Platea	001	50.000	48.433	50.000	1842.349	4	5
Platea n.	439	Platea	001	50.000	49.337	50.000	1911.788	4	5
Platea n.	440	Platea	001	50.000	56.573	50.000	2513.652	4	5
Platea n.	441	Platea	001	50.000	34.890	50.000	956.080	3	5
Platea n.	442	Platea	001	50.000	47.784	50.000	1793.274	4	5
Platea n.	443	Platea	001	50.000	59.551	50.000	2785.232	4	5
Platea n.	444	Platea	001	50.000	58.713	50.000	2707.476	4	5
Platea n.	445	Platea	001	50.000	74.724	50.000	4385.450	4	5
Platea n.	446	Platea	001	50.000	62.703	50.000	3087.950	4	5
Platea n.	447	Platea	001	50.000	64.219	50.000	3239.072	4	5
Platea n.	448	Platea	001	50.000	69.092	50.000	3749.206	4	5
Platea n.	449	Platea	001	50.000	62.161	50.000	3034.762	4	5
Platea n.	450	Platea	001	50.000	60.991	50.000	2921.563	4	5
Platea n.	451	Platea	001	50.000	55.885	50.000	2452.880	4	5
Platea n.	452	Platea	001	50.000	30.693	50.000	739.879	4	5
Platea n.	453	Platea	001	50.000	55.277	50.000	2399.817	4	5
Platea n.	454	Platea	001	50.000	55.123	50.000	2386.426	4	5
Platea n.	456	Platea	001	50.000	55.279	50.000	2399.997	4	5
Platea n.	457	Platea	001	50.000	49.965	50.000	1960.776	4	5
Platea n.	458	Platea	001	50.000	48.596	50.000	1854.761	4	5
Platea n.	459	Platea	001	50.000	70.331	50.000	3884.921	4	5
Platea n.	460	Platea	001	50.000	52.661	50.000	2178.058	4	5
Platea n.	461	Platea	001	50.000	57.391	50.000	2586.887	4	5
Platea n.	462	Platea	001	50.000	48.527	50.000	1849.483	4	5
Platea n.	463	Platea	001	50.000	64.045	50.000	3221.541	4	5
Platea n.	464	Platea	001	50.000	63.364	50.000	3153.368	4	5
Platea n.	465	Platea	001	50.000	57.495	50.000	2596.249	4	5
Platea n.	466	Platea	001	50.000	52.294	50.000	2147.830	4	5
Platea n.	467	Platea	001	50.000	68.037	50.000	3635.623	4	5
Platea n.	468	Platea	001	50.000	56.897	50.000	2542.500	4	5
Platea n.	469	Platea	001	50.000	60.803	50.000	2903.602	4	5
Platea n.	470	Platea	001	50.000	45.632	50.000	1635.444	4	5
Platea n.	471	Platea	001	50.000	51.300	50.000	2066.948	4	5
Platea n.	472	Platea	001	50.000	58.482	50.000	2686.140	4	5
Platea n.	473	Platea	001	50.000	54.051	50.000	2294.559	4	5
Platea n.	474	Platea	001	50.000	55.680	50.000	2434.964	4	5

Platea n.	475	Platea	001	50.000	65.402	50.000	3359.511	4	5
Platea n.	1282	Platea	001	50.000	58.714	50.000	2707.498	4	5
Platea n.	1283	Platea	001	50.000	67.456	50.000	3573.794	4	5
Platea n.	1284	Platea	001	50.000	20.726	50.000	337.384	3	5
Platea n.	1285	Platea	001	50.000	28.520	50.000	638.824	4	5
Platea n.	1286	Platea	001	50.000	31.695	50.000	788.996	4	5
Platea n.	1287	Platea	001	50.000	28.499	50.000	637.886	4	5
Platea n.	1288	Platea	001	50.000	31.686	50.000	788.555	4	5
Platea n.	1289	Platea	001	50.000	28.513	50.000	638.516	4	5
Platea n.	1490	Platea	001	50.000	67.456	50.000	3573.794	4	5
Platea n.	1493	Platea	001	50.000	64.328	50.000	3250.000	4	5
Platea n.	1499	Platea	001	50.000	64.328	50.000	3250.000	4	5
Platea n.	1555	Platea	001	50.000	56.610	50.000	2516.961	4	5
Platea n.	1556	Platea	001	50.000	73.345	50.000	4225.000	4	5
Platea n.	1557	Platea	001	50.000	70.467	50.000	3900.000	4	5
Platea n.	1558	Platea	001	50.000	70.467	50.000	3900.000	4	5
Platea n.	1559	Platea	001	50.000	64.328	50.000	3250.000	4	5
Platea n.	1560	Platea	001	50.000	64.328	50.000	3250.000	4	5
Platea n.	1561	Platea	001	50.000	64.328	50.000	3250.000	4	5
Platea n.	1562	Platea	001	50.000	62.909	50.000	3108.261	4	5
Platea n.	1563	Platea	001	50.000	59.972	50.000	2824.792	4	5
Platea n.	1564	Platea	001	50.000	64.974	50.000	3315.621	4	5
Platea n.	1565	Platea	001	50.000	64.974	50.000	3315.623	4	5
Platea n.	1566	Platea	001	50.000	64.974	50.000	3315.621	4	5
Platea n.	1567	Platea	001	50.000	64.974	50.000	3315.621	4	5
Platea n.	1568	Platea	001	50.000	64.974	50.000	3315.622	4	5
Platea n.	1569	Platea	001	50.000	64.328	50.000	3250.000	4	5
Platea n.	1570	Platea	001	50.000	64.328	50.000	3250.000	4	5
Platea n.	1571	Platea	001	50.000	62.683	50.000	3085.946	4	5
Platea n.	1572	Platea	001	50.000	62.683	50.000	3085.946	4	5
Platea n.	1573	Platea	001	50.000	73.345	50.000	4225.000	4	5
Platea n.	1574	Platea	001	50.000	68.997	50.000	3738.924	4	5
Platea n.	1575	Platea	001	50.000	68.997	50.000	3738.924	4	5
Platea n.	1576	Platea	001	50.000	70.471	50.000	3900.385	4	5
Platea n.	1577	Platea	001	50.000	70.471	50.000	3900.385	4	5
Platea n.	1578	Platea	001	50.000	67.456	50.000	3573.794	4	5
Platea n.	1313	Platea	001	400.000	59.712	50.000	2800.336	4	9
Platea n.	1314	Platea	001	400.000	50.777	50.000	2025.000	4	9
Platea n.	1315	Platea	001	400.000	59.712	50.000	2800.364	4	9
Platea n.	1316	Platea	001	400.000	62.810	50.000	3098.469	4	9
Platea n.	1317	Platea	001	400.000	69.208	50.000	3761.878	4	9
Platea n.	1318	Platea	001	400.000	62.122	50.000	3030.959	4	9
Platea n.	1319	Platea	001	400.000	65.682	50.000	3388.264	4	9
Platea n.	1320	Platea	001	400.000	64.785	50.000	3296.386	4	9
Platea n.	1321	Platea	001	400.000	79.098	50.000	4913.875	4	9
Platea n.	1322	Platea	001	400.000	76.985	50.000	4654.841	4	9
Platea n.	1323	Platea	001	400.000	67.716	50.000	3601.443	4	9
Platea n.	1324	Platea	001	400.000	64.376	50.000	3254.874	4	9
Platea n.	1325	Platea	001	400.000	52.289	50.000	2147.401	4	9
Platea n.	1326	Platea	001	400.000	64.096	50.000	3226.642	4	9
Platea n.	1327	Platea	001	400.000	56.393	50.000	2497.711	4	9
Platea n.	1328	Platea	001	400.000	52.813	50.000	2190.654	4	9
Platea n.	1329	Platea	001	400.000	61.787	50.000	2998.334	4	9
Platea n.	1330	Platea	001	400.000	62.140	50.000	3032.695	4	9
Platea n.	1331	Platea	001	400.000	63.382	50.000	3155.180	4	9
Platea n.	1332	Platea	001	400.000	64.500	50.000	3267.425	4	9
Platea n.	1333	Platea	001	400.000	62.655	50.000	3083.235	4	9
Platea n.	1334	Platea	001	400.000	61.966	50.000	3015.794	4	9
Platea n.	1335	Platea	001	400.000	63.189	50.000	3136.000	4	9
Platea n.	1336	Platea	001	400.000	61.359	50.000	2956.974	4	9
Platea n.	1337	Platea	001	400.000	50.925	50.000	2036.821	4	9
Platea n.	1338	Platea	001	400.000	50.777	50.000	2025.000	4	9
Platea n.	1339	Platea	001	400.000	51.624	50.000	2093.081	4	9
Platea n.	1340	Platea	001	400.000	60.683	50.000	2892.136	4	9
Platea n.	1341	Platea	001	400.000	51.011	50.000	2043.693	4	9
Platea n.	1342	Platea	001	400.000	59.627	50.000	2792.427	4	9
Platea n.	1343	Platea	001	400.000	52.823	50.000	2191.504	4	9
Platea n.	1344	Platea	001	400.000	51.381	50.000	2073.469	4	9
Platea n.	1345	Platea	001	400.000	55.286	50.000	2400.636	4	9
Platea n.	1346	Platea	001	400.000	53.394	50.000	2239.134	4	9

Platea n.	1347	Platea	001	400.000	56.870	50.000	2540.121	4	9
Platea n.	1348	Platea	001	400.000	59.136	50.000	2746.634	4	9
Platea n.	1349	Platea	001	400.000	59.588	50.000	2788.696	4	9
Platea n.	1350	Platea	001	400.000	50.950	50.000	2038.816	4	9
Platea n.	1351	Platea	001	400.000	50.774	50.000	2024.750	4	9
Platea n.	1352	Platea	001	400.000	51.693	50.000	2098.676	4	9
Platea n.	1353	Platea	001	400.000	51.082	50.000	2049.397	4	9
Platea n.	1354	Platea	001	400.000	54.199	50.000	2307.101	4	9
Platea n.	1355	Platea	001	400.000	51.724	50.000	2101.204	4	9
Platea n.	1356	Platea	001	400.000	54.431	50.000	2326.917	4	9
Platea n.	1357	Platea	001	400.000	58.838	50.000	2718.944	4	9
Platea n.	1358	Platea	001	400.000	52.623	50.000	2174.895	4	9
Platea n.	1359	Platea	001	400.000	59.560	50.000	2786.134	4	9
Platea n.	1360	Platea	001	400.000	60.254	50.000	2851.401	4	9
Platea n.	1361	Platea	001	400.000	59.721	50.000	2801.223	4	9
Platea n.	1362	Platea	001	400.000	50.635	50.000	2013.717	4	9
Platea n.	1363	Platea	001	400.000	51.019	50.000	2044.321	4	9
Platea n.	1364	Platea	001	400.000	51.651	50.000	2095.324	4	9
Platea n.	1365	Platea	001	400.000	50.150	50.000	1975.256	4	9
Platea n.	1366	Platea	001	400.000	58.719	50.000	2707.960	4	9
Platea n.	1367	Platea	001	400.000	50.986	50.000	2041.668	4	9
Platea n.	1368	Platea	001	400.000	59.099	50.000	2743.173	4	9
Platea n.	1369	Platea	001	400.000	61.892	50.000	3008.599	4	9
Platea n.	1370	Platea	001	400.000	53.202	50.000	2223.014	4	9
Platea n.	1371	Platea	001	400.000	60.846	50.000	2907.711	4	9
Platea n.	1372	Platea	001	400.000	61.875	50.000	3006.865	4	9
Platea n.	1373	Platea	001	400.000	71.800	50.000	4048.943	4	9
Platea n.	1374	Platea	001	400.000	62.848	50.000	3102.245	4	9
Platea n.	1375	Platea	001	400.000	63.040	50.000	3121.235	4	9
Platea n.	1376	Platea	001	400.000	66.542	50.000	3477.596	4	9
Platea n.	1377	Platea	001	400.000	61.236	50.000	2945.167	4	9
Platea n.	1378	Platea	001	400.000	56.696	50.000	2524.581	4	9
Platea n.	1379	Platea	001	400.000	62.656	50.000	3083.310	4	9
Platea n.	1380	Platea	001	400.000	62.964	50.000	3113.721	4	9
Platea n.	1381	Platea	001	400.000	64.142	50.000	3231.240	4	9
Platea n.	1382	Platea	001	400.000	57.122	50.000	2562.664	4	9
Platea n.	1383	Platea	001	400.000	69.695	50.000	3814.996	4	9
Platea n.	1384	Platea	001	400.000	55.007	50.000	2376.474	4	9
Platea n.	1385	Platea	001	400.000	62.250	50.000	3043.511	4	9
Platea n.	1386	Platea	001	400.000	53.101	50.000	2214.611	4	9
Platea n.	1387	Platea	001	400.000	50.517	50.000	2004.318	4	9
Platea n.	1388	Platea	001	400.000	59.852	50.000	2813.510	4	9
Platea n.	1389	Platea	001	400.000	57.702	50.000	2614.958	4	9
Platea n.	1390	Platea	001	400.000	52.758	50.000	2186.066	4	9
Platea n.	1391	Platea	001	400.000	54.162	50.000	2303.986	4	9
Platea n.	1392	Platea	001	400.000	51.161	50.000	2055.705	4	9
Platea n.	1393	Platea	001	400.000	52.057	50.000	2128.346	4	9
Platea n.	1394	Platea	001	400.000	57.961	50.000	2638.508	4	9
Platea n.	1395	Platea	001	400.000	50.780	50.000	2025.253	4	9
Platea n.	1396	Platea	001	400.000	58.526	50.000	2690.251	4	9
Platea n.	1397	Platea	001	400.000	60.336	50.000	2859.213	4	9
Platea n.	1398	Platea	001	400.000	56.021	50.000	2464.887	4	9
Platea n.	1399	Platea	001	400.000	56.681	50.000	2523.267	4	9
Platea n.	1400	Platea	001	400.000	52.068	50.000	2129.291	4	9
Platea n.	1401	Platea	001	400.000	51.787	50.000	2106.380	4	9
Platea n.	1402	Platea	001	400.000	61.819	50.000	3001.466	4	9
Platea n.	1403	Platea	001	400.000	62.914	50.000	3108.717	4	9
Platea n.	1404	Platea	001	400.000	53.441	50.000	2243.056	4	9
Platea n.	1405	Platea	001	400.000	57.990	50.000	2641.157	4	9
Platea n.	1406	Platea	001	400.000	49.150	50.000	1897.318	4	9
Platea n.	1407	Platea	001	400.000	59.558	50.000	2785.959	4	9
Platea n.	1408	Platea	001	400.000	63.067	50.000	3123.863	4	9
Platea n.	1409	Platea	001	400.000	61.369	50.000	2957.963	4	9
Platea n.	1410	Platea	001	400.000	59.062	50.000	2739.674	4	9
Platea n.	1411	Platea	001	400.000	53.504	50.000	2248.306	4	9
Platea n.	1412	Platea	001	400.000	52.302	50.000	2148.415	4	9
Platea n.	1413	Platea	001	400.000	53.302	50.000	2231.428	4	9
Platea n.	1414	Platea	001	400.000	59.220	50.000	2754.381	4	9
Platea n.	1415	Platea	001	400.000	55.504	50.000	2419.534	4	9
Platea n.	1416	Platea	001	400.000	51.013	50.000	2043.891	4	9

Platea n.	1417	Platea	001	400.000	59.138	50.000	2746.818	4	9
Platea n.	1418	Platea	001	400.000	50.291	50.000	1986.407	4	9
Platea n.	1419	Platea	001	400.000	51.049	50.000	2046.774	4	9
Platea n.	1420	Platea	001	400.000	49.291	50.000	1908.207	4	9
Platea n.	1421	Platea	001	400.000	49.952	50.000	1959.714	4	9
Platea n.	1422	Platea	001	400.000	52.991	50.000	2205.452	4	9
Platea n.	1423	Platea	001	400.000	56.727	50.000	2527.414	4	9
Platea n.	1424	Platea	001	400.000	56.655	50.000	2520.971	4	9
Platea n.	1425	Platea	001	400.000	53.515	50.000	2249.241	4	9
Platea n.	1426	Platea	001	400.000	54.362	50.000	2321.026	4	9
Platea n.	1427	Platea	001	400.000	52.917	50.000	2199.245	4	9
Platea n.	1428	Platea	001	400.000	56.603	50.000	2516.320	4	9
Platea n.	1429	Platea	001	400.000	54.349	50.000	2319.938	4	9
Platea n.	1430	Platea	001	400.000	57.698	50.000	2614.595	4	9
Platea n.	1431	Platea	001	400.000	51.384	50.000	2073.684	4	9
Platea n.	1432	Platea	001	400.000	48.997	50.000	1885.515	4	9
Platea n.	1433	Platea	001	400.000	63.497	50.000	3166.581	4	9
Platea n.	1434	Platea	001	400.000	52.767	50.000	2186.861	4	9
Platea n.	1435	Platea	001	400.000	53.147	50.000	2218.460	4	9
Platea n.	1436	Platea	001	400.000	53.364	50.000	2236.632	4	9
Platea n.	1437	Platea	001	400.000	41.527	50.000	1354.392	4	9
Platea n.	1438	Platea	001	400.000	47.359	50.000	1761.519	4	9
Platea n.	1439	Platea	001	400.000	47.337	50.000	1759.884	4	9
Platea n.	1440	Platea	001	400.000	50.988	50.000	2041.867	4	9
Platea n.	1441	Platea	001	400.000	52.169	50.000	2137.574	4	9
Platea n.	1442	Platea	001	400.000	54.608	50.000	2342.061	4	9
Platea n.	1443	Platea	001	400.000	56.492	50.000	2506.438	4	9
Platea n.	1444	Platea	001	400.000	55.334	50.000	2404.755	4	9
Platea n.	1445	Platea	001	400.000	55.057	50.000	2380.778	4	9
Platea n.	1446	Platea	001	400.000	53.814	50.000	2274.476	4	9
Platea n.	1447	Platea	001	400.000	51.225	50.000	2060.862	4	9
Platea n.	1448	Platea	001	400.000	55.353	50.000	2406.393	4	9
Platea n.	1449	Platea	001	400.000	51.402	50.000	2075.185	4	9
Platea n.	1450	Platea	001	400.000	56.038	50.000	2466.369	4	9
Platea n.	1451	Platea	001	400.000	53.269	50.000	2228.656	4	9
Platea n.	1452	Platea	001	400.000	50.686	50.000	2017.711	4	9
Platea n.	1453	Platea	001	400.000	53.348	50.000	2235.271	4	9
Platea n.	1454	Platea	001	400.000	49.368	50.000	1914.137	4	9
Platea n.	1455	Platea	001	400.000	56.970	50.000	2549.115	4	9
Platea n.	1456	Platea	001	400.000	53.620	50.000	2258.124	4	9
Platea n.	1457	Platea	001	400.000	53.791	50.000	2272.499	4	9
Platea n.	1458	Platea	001	400.000	51.772	50.000	2105.119	4	9
Platea n.	1459	Platea	001	400.000	49.756	50.000	1944.405	4	9
Platea n.	1460	Platea	001	400.000	53.228	50.000	2225.182	4	9
Platea n.	1461	Platea	001	400.000	47.009	50.000	1735.577	4	9
Platea n.	1462	Platea	001	400.000	53.608	50.000	2257.097	4	9
Platea n.	1463	Platea	001	400.000	53.985	50.000	2288.961	4	9
Platea n.	1464	Platea	001	400.000	49.422	50.000	1918.372	4	9
Platea n.	1465	Platea	001	400.000	48.523	50.000	1849.179	4	9
Platea n.	1466	Platea	001	400.000	50.756	50.000	2023.302	4	9
Platea n.	1467	Platea	001	400.000	55.703	50.000	2436.930	4	9
Platea n.	1468	Platea	001	400.000	52.119	50.000	2133.468	4	9
Platea n.	1469	Platea	001	400.000	49.884	50.000	1954.402	4	9
Platea n.	1470	Platea	001	400.000	37.580	50.000	1109.207	3	9
Platea n.	1471	Platea	001	400.000	45.028	50.000	1592.398	3	9
Platea n.	1472	Platea	001	400.000	35.242	50.000	975.459	3	9
Platea n.	1473	Platea	001	400.000	73.345	50.000	4225.000	4	9
Platea n.	1474	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1475	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1476	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1477	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1478	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1479	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1480	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1481	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1482	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1483	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1484	Platea	001	400.000	74.742	50.000	4387.500	4	9
Platea n.	1485	Platea	001	400.000	77.461	50.000	4712.500	4	9
Platea n.	1486	Platea	001	400.000	76.113	50.000	4550.000	4	9

Platea n.	1487	Platea	001	400.000	76.113	50.000	4550.000	4	9
Platea n.	1488	Platea	001	400.000	73.345	50.000	4225.000	4	9
Platea n.	1489	Platea	001	400.000	57.341	50.000	2582.401	4	9
Platea n.	611	Platea	001	400.000	66.229	50.000	3445.000	4	9
Platea n.	1491	Platea	001	400.000	57.341	50.000	2582.401	4	9
Platea n.	1492	Platea	001	400.000	67.500	50.000	3578.521	4	9
Platea n.	612	Platea	001	400.000	66.229	50.000	3445.000	4	9
Platea n.	1494	Platea	001	400.000	67.500	50.000	3578.519	4	9
Platea n.	1495	Platea	001	400.000	67.500	50.000	3578.519	4	9
Platea n.	1496	Platea	001	400.000	67.500	50.000	3578.521	4	9
Platea n.	1497	Platea	001	400.000	67.500	50.000	3578.519	4	9
Platea n.	1498	Platea	001	400.000	67.500	50.000	3578.520	4	9
Platea n.	625	Platea	001	400.000	66.229	50.000	3445.000	4	9
Platea n.	1500	Platea	001	400.000	67.500	50.000	3578.520	4	9
Platea n.	1501	Platea	001	400.000	67.500	50.000	3578.520	4	9
Platea n.	1502	Platea	001	400.000	67.500	50.000	3578.520	4	9
Platea n.	1503	Platea	001	400.000	67.500	50.000	3578.520	4	9
Platea n.	1504	Platea	001	400.000	73.345	50.000	4225.000	4	9
Platea n.	1505	Platea	001	400.000	68.078	50.000	3640.000	4	9
Platea n.	1506	Platea	001	400.000	68.078	50.000	3640.000	4	9
Platea n.	1507	Platea	001	400.000	68.078	50.000	3640.000	4	9
Platea n.	1508	Platea	001	400.000	68.078	50.000	3640.000	4	9
Platea n.	1509	Platea	001	400.000	68.078	50.000	3640.000	4	9
Platea n.	1510	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1511	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1512	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1513	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1514	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1515	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1516	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1517	Platea	001	400.000	54.584	50.000	2340.000	4	9
Platea n.	1518	Platea	001	400.000	73.345	50.000	4225.000	4	9
Platea n.	1519	Platea	001	400.000	61.026	50.000	2925.000	4	9
Platea n.	1520	Platea	001	400.000	66.851	50.000	3510.000	4	9
Platea n.	1521	Platea	001	400.000	64.328	50.000	3250.000	4	9
Platea n.	1522	Platea	001	400.000	64.328	50.000	3250.000	4	9
Platea n.	1523	Platea	001	400.000	66.229	50.000	3445.000	4	9
Platea n.	1524	Platea	001	400.000	66.229	50.000	3445.000	4	9
Platea n.	1525	Platea	001	400.000	66.229	50.000	3445.000	4	9
Platea n.	1526	Platea	001	400.000	66.229	50.000	3445.000	4	9
Platea n.	1527	Platea	001	400.000	66.229	50.000	3445.000	4	9
Platea n.	1528	Platea	001	400.000	66.229	50.000	3445.000	4	9
Platea n.	626	Platea	001	400.000	66.229	50.000	3445.000	4	9
Platea n.	1290	Platea	001	400.000	63.830	50.000	3199.956	4	9
Platea n.	1291	Platea	001	400.000	80.636	50.000	5106.816	4	9
Platea n.	1292	Platea	001	400.000	63.156	50.000	3132.690	4	9
Platea n.	1293	Platea	001	400.000	62.155	50.000	3034.213	4	9
Platea n.	1294	Platea	001	400.000	62.122	50.000	3030.958	4	9
Platea n.	1295	Platea	001	400.000	62.122	50.000	3030.959	4	9
Platea n.	1296	Platea	001	400.000	62.122	50.000	3030.958	4	9
Platea n.	1297	Platea	001	400.000	58.167	50.000	2657.357	4	9
Platea n.	1298	Platea	001	400.000	54.691	50.000	2349.203	4	9
Platea n.	1299	Platea	001	400.000	46.681	50.000	1711.492	4	9
Platea n.	1300	Platea	001	400.000	50.950	50.000	2038.824	4	9
Platea n.	1301	Platea	001	400.000	51.461	50.000	2079.911	4	9
Platea n.	1302	Platea	001	400.000	50.774	50.000	2024.742	4	9
Platea n.	1303	Platea	001	400.000	51.175	50.000	2056.855	4	9
Platea n.	1304	Platea	001	400.000	50.925	50.000	2036.788	4	9
Platea n.	1305	Platea	001	400.000	67.155	50.000	3541.966	4	9
Platea n.	1306	Platea	001	400.000	53.654	50.000	2260.949	4	9
Platea n.	1307	Platea	001	400.000	58.056	50.000	2647.149	4	9
Platea n.	1308	Platea	001	400.000	63.113	50.000	3128.428	4	9
Platea n.	1309	Platea	001	400.000	59.090	50.000	2742.280	4	9
Platea n.	1310	Platea	001	400.000	51.914	50.000	2116.680	4	9
Platea n.	1311	Platea	001	400.000	59.624	50.000	2792.123	4	9
Platea n.	1312	Platea	001	400.000	56.047	50.000	2467.122	4	9

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 5	Macro-Platea	001	50.000	435.726	50.000	461.058	461.058

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Ai fini dei calcoli di portanza le sollecitazioni sismiche saranno considerate moltiplicate per un coef. $\Gamma_{RD} = 1.10$

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 γ_R 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) = -0.8418 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.2953 + 0.8010 + 3.5912 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4905 / 5.6874 = 0,086 Ok (Cmb. n. 003)

TB / TBlim = 177.9 / 70545.9 = 0,003 Ok (Cmb. n. 007)

TL / TLlim = 1176.9 / 85660.7 = 0,014 Ok (Cmb. n. 003)

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
003	SLU STR	No	-4.733	-12.580	191.8	1176.9	-118644.4	-0.3267	-0.4905
007	SLU STR	No	-4.967	-13.783	177.9	943.3	-92036.8	-0.2487	-0.3879

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8418 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.2953 + 0.8010 + 3.5912 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4193 / 5.6874 = 0,074 Ok (Cmb. n. 038)

TB / TBlim = 6411.8 / 68031.0 = 0,094 Ok (Cmb. n. 017)

TL / TLlim = 7000.2 / 70923.0 = 0,099 Ok (Cmb. n. 035)

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
017	SLV A1	Si	7.289	-12.422	5828.9	-507.2	-87609.7	-0.2229	-0.3641
035	SLV A1	Si	-2.347	1.079	124.2	6363.8	-92700.7	-0.2707	-0.3207
038	SLV A1	Si	-6.342	-24.150	-819.7	-3883.9	-82240.9	-0.1819	-0.3811

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.8418 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.2953 + 0.8010 + 3.5912 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3996 / 5.6874 = 0,070 Ok (Cmb. n. 070)

TB / TBlim = 3011.3 / 68074.0 = 0,044 Ok (Cmb. n. 049)

TL / TLlim = 3668.2 / 69444.6 = 0,053 Ok (Cmb. n. 067)

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
049	SLD	Si	0.997	-11.385	2737.5	124.5	-87685.5	-0.2373	-0.3554
067	SLD	Si	-3.447	-4.868	89.2	3334.7	-90098.2	-0.2631	-0.3326
070	SLD	Si	-5.243	-16.584	-339.3	-1426.6	-85201.7	-0.2181	-0.3633

Macro platea: 9

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -1.8020 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.2953 + 6.4076 + 5.0110 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4270 / 12.7139 = 0,034 Ok (Cmb. n. 003)

TB / TBlim = 356.6 / 166334.8 = 0,002 Ok (Cmb. n. 003)

TL / TLlim = 1137.7 / 166334.8 = 0,007 Ok (Cmb. n. 003)

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
003	SLU STR	No	-4.678	7.286	356.6	-1137.7	-225867.9	-0.2516	-0.4270

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -1.8020 daN/cm²
 Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.2953 + 6.4076 + 5.0110 + 0.0000
 Qmax / Qlim = 0.3824 / 12.7139 = 0,030 Ok (Cmb. n. 018)
 TB / TBlim = 2638.9 / 132247.4 = 0,020 Ok (Cmb. n. 013)
 TL / TLLim = 3382.0 / 134742.3 = 0,025 Ok (Cmb. n. 044)

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
013	SLV A1	Si	6.290	10.135	2399.0	-109.4	-165861.5	-0.1880	-0.3414
018	SLV A1	Si	4.311	10.469	2319.6	-1451.9	-168396.9	-0.1899	-0.3477
044	SLV A1	Si	-10.393	6.589	-276.7	-3074.5	-170253.4	-0.1905	-0.3246

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -1.8020 daN/cm²
 Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.2953 + 6.4076 + 5.0110 + 0.0000
 Qmax / Qlim = 0.3519 / 12.7139 = 0,028 Ok (Cmb. n. 050)
 TB / TBlim = 1377.4 / 132287.7 = 0,010 Ok (Cmb. n. 045)
 TL / TLLim = 1931.1 / 133422.0 = 0,014 Ok (Cmb. n. 076)

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
045	SLD	Si	0.439	8.401	1252.2	-405.2	-165932.3	-0.1882	-0.3174
050	SLD	Si	-0.438	8.553	1210.9	-1022.7	-167104.7	-0.1889	-0.3199
076	SLD	Si	-7.328	6.723	11.2	-1755.5	-167929.2	-0.1892	-0.3134

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 391

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
077	SLE rare	No	-4.346	-9.573	29.1	614.9	-86638.8	-0.2500	-0.3374
079	SLE rare	No	-4.726	-12.316	130.0	850.2	-90442.8	-0.2501	-0.3715

Cedimento massimo = -0.028 cm in Cmb n. 079

Cedimento minimo = -0.002 cm in Cmb n. 077

Elemento: Platea n. 1313

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
077	SLE rare	No	-4.688	6.791	249.9	-562.6	-163257.0	-0.1862	-0.3040
079	SLE rare	No	-4.628	7.102	265.2	-818.1	-172251.5	-0.1925	-0.3247

Cedimento massimo = -0.003 cm in Cmb n. 079

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 077