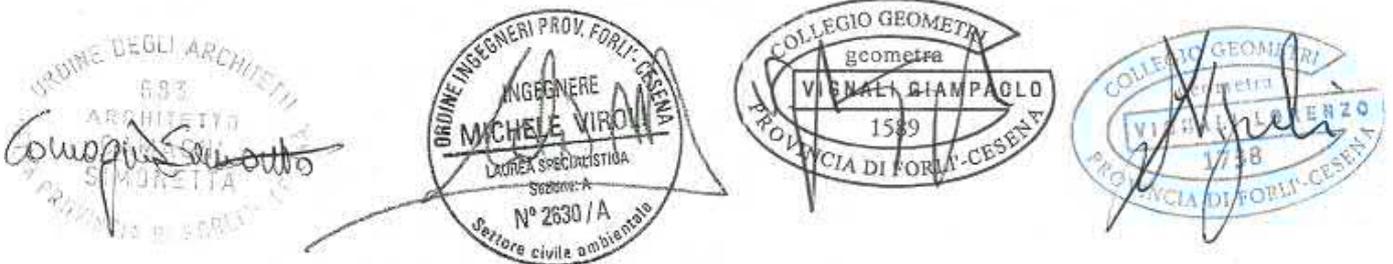


**S.S. 309 "Romea"  
REALIZZAZIONE CONTROSTRADA INTERSEZIONE MALCANTON  
DA KM 121+800 AL KM 122+100 ITINERARIO E45/E55**

**PROGETTO ESECUTIVO**



<b>PROGETTAZIONE ANAS GRUPPO FS ITALIANE</b> Struttura Territoriale Veneto e Friuli Venezia Giulia		<b>GRUPPO DI PROGETTAZIONE ESTERNA:</b> Direttore Tecnico <b>Arch. Simonetta Camagni</b> <b>Geom. Lorenzo Vignali</b>			
<b>IL PROGETTISTA:</b> <b>Ing. Giuseppe Militello</b>		<b>Geom. Giampaolo Vignali</b> <b>Geom. Andrea Valbonesi</b>		 <p>Via Schio, 38 47100 Forlì          Tel. 0543-705458 Fax 0543-708133          e-mail: tecnotre@tecnotreproject.it</p>	
<b>PROG. STRUTTURALE:</b> <b>Ing. Michele Viroli</b>					
<b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</b> <b>Ing. Umberto Vassallo</b>		<b>C.S.P.:</b> <b>Geom. Giampaolo Vignali</b>			
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>					Cod. sintetico elaborato <b>07</b>
<b>CODICE PROGETTO/SIL/PDM</b> <input type="text" value="E"/>		<b>NOME FILE:</b> 07 T 00 GE-00 GET RE-01-A		<b>REVISIONE</b>	
<b>CODICE LAVORO:</b> <input type="text" value="VE18MS163161"/>		<b>CODICE ELAB.</b> <input type="text" value="T-00_GE-00_GET_RE-01"/>		<input type="text" value="A"/>	
D					
C					
B					
A	Emissione	Giu. 2022	M. FLAMIGNIO	Camagni S.	L. Vignali
<b>REV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>DATA</b>	<b>REDATTO</b>	<b>REV.</b>	<b>APPROVATO</b>

# 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 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.**

## 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.

Le risultanze dell'indagine in sito hanno evidenziato che:

*"Nell'area sono presenti in netta prevalenza terreni fini con caratteristiche meccaniche piuttosto scadenti e con presenza di livelli di argille molli e torbose e di questo bisognerà tener conto sia nelle scelte progettuali che nelle modalità realizzative.*

*A scavi aperti sarà assolutamente necessario prestare la massima attenzione a tutti i segnali che possano far pensare ad una destabilizzazione del fronte (comparsa di fessurazioni al di sopra del ciglio della scarpata di scavo, presenza di rigonfiamenti del fronte o del fondo scavo, comparsa di venute d'acqua,...) e, nel caso, adottare tutte le opere di presidio necessarie a tutela delle maestranze.*

*La modesta soggiacenza della falda dovrà essere attentamente considerata in quanto potrà andare ad interferire con le lavorazioni e con le opere in sotterraneo provocando problemi di infiltrazione e fenomeni di umidità.*

*Dovranno assolutamente essere evitati il ristagno e l'infiltrazione idrica in prossimità dei manufatti.*

*Tutte le lavorazioni che comportino movimentazione di terreno dovranno essere previste in periodo stagionale favorevole.*

*L'area di intervento è a scolo meccanico pertanto le acque meteoriche dovranno essere allontanate mediante sistemi adeguati."*

Si prevede la sostituzione del terreno in sito per uno spessore pari a metri 1,00 sottostante a tutte le opere di fondazione con **Ghiaia e sabbia compatta** avente le caratteristiche meccaniche riportate nel paragrafo "Archivio terreni" della presente Relazione.

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<sub>r</sub>" così definito:

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

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

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

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "I<sub>r,crit</sub>":

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

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

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

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

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

- 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<sub>ed</sub> modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k<sub>0</sub> 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<sub>q</sub>, N<sub>c</sub>, N<sub>γ</sub>, fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno

- $s_q, s_c, s_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- $d_q, d_c, d_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- $i_q, i_c, i_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- $\gamma_1$  peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- $\gamma_2$  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:

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

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

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

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

- 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:

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

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

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

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

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

- se  $\varphi = 0$  si ha:

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

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

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

### Formulazione di Brinch-Hansen

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

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

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

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

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

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

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

- se  $\varphi = 0$  si ha:

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

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

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

### Formulazione Eurocodice 7

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

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

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

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

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

- 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  $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0$ ,  $N_\gamma = 1.0$  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)
- $\alpha_1, \alpha_2$  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  $\gamma_2$  nella formula trinomia assume la seguente espressione:

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $\gamma$  peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- $\gamma_{sat}$  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:

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

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:

$$s_c = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_c = 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato;}$$

$$s_\gamma = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_\gamma = 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato.}$$

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

#### Formulazione di Terzaghi (1943)

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

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

$\varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$K_{p\gamma}$	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

#### Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

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

### VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda

derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

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

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)
- $\delta$  angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $S_p$  spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- $f_{Sp}$  percentuale di partecipazione della spinta passiva
- $A_f$  superficie di contatto del piano di posa della fondazione

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

## DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

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

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

### **CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE**

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad 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
- $\Delta z_i$  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
- $\Delta z_i$  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)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLLim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLLim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

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 Fc (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (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  $\phi$  (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: 30,00 %
- 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 / Malcontenta

Numero strati: 6

Profondità falda: 70,00 cm

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -840,0 cm	840,0 cm	004 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente
2	da -840,0 a -1700,0 cm	860,0 cm	001 / Sabbie-limose e sabbie	Assente
3	da -1700,0 a -2200,0 cm	500,0 cm	002 / Limi-argillosi e argille-limose molli	Assente
4	da -2200,0 a -2400,0 cm	200,0 cm	001 / Sabbie-limose e sabbie	Assente
5	da -2400,0 a -2700,0 cm	300,0 cm	002 / Limi-argillosi e argille-limose molli	Assente
6	da -2700,0 a -3200,0 cm	500,0 cm	001 / Sabbie-limose e sabbie	Assente

### ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **004 / Ghiaia e sabbia compatta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

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

Indice / Descrizione terreno: **001 / Sabbie-limose e sabbie**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1,850 E-3	2,000 E-3	36,000	0,000	100,000	70,000	60,0	0,292	1,00

Indice / Descrizione terreno: **002 / Limi-argillosi e argille-limose molli**

Comportamento del terreno: condizione non drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	%	%					
1,650 E-3	2,000 E-3	0,250	60,000	50,000	60,0	0,500	0,75

## DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.
n.			cm	cm	cm	cm	cm
Macro n. 1	Macro-Platea	001	640.104	274.090	70.000	2099.345	2099.345
Macro n. 6	Macro-Platea	001	775.000	325.977	70.000	3783.921	3783.921
Macro n. 7	Macro-Platea	001	770.067	274.935	70.000	2733.651	2733.651

## VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

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

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

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

### Macro platea: 1

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.7601 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 9.7600 + 1.2858 + 0.1855

Qmax / Qlim = 1.7205 / 11.2313 = 0,153 Ok (Cmb. n. 006)

TB / TBlim = 11287.8 / 444410.5 = 0,025 Ok (Cmb. n. 006)

TL / TLlim = 4650.2 / 417132.4 = 0,011 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
001	SLU STR	No	-0.084	-180.629	-10541.4	-4650.2	-1038032.0	-0.6695	-1.6556
006	SLU STR	No	0.007	-175.220	-11287.8	-488.0	-1090679.0	-0.7197	-1.7205

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.7601 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 5.7021 + 0.3909 + 0.1855

Qmax / Qlim = 1.6680 / 6.2786 = 0,266 Ok (Cmb. n. 017)

TB / TBlim = 200006.6 / 320457.4 = 0,624 Ok (Cmb. n. 017)

TL / TLlim = 50133.3 / 314502.2 = 0,159 Ok (Cmb. n. 040)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
017	SLV A1	Si	-42.190	-140.558	-200006.6	28558.1	-781536.0	0.0605	-1.6680
040	SLV A1	Si	33.153	-203.189	124047.5	-50133.3	-782068.8	-0.0059	-1.6530

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.7601 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 8.5680 + 0.9127 + 0.1855

Qmax / Qlim = 1.3985 / 9.6663 = 0,145 Ok (Cmb. n. 059)

TB / TBlim = 59704.3 / 320253.5 = 0,186 Ok (Cmb. n. 059)

TL / TLlim = 23877.5 / 314387.0 = 0,076 Ok (Cmb. n. 072)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
-----	------	-------	--------	--------	-------------	-------------	------------	----------	----------

n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
059	SLD	Si	-18.301	-154.191	-59704.3	-4204.0	-781027.4	-0.2793	-1.3985
072	SLD	Si	6.586	-178.475	20397.5	-23877.5	-781781.6	-0.4258	-1.2918

### Macro platea: 6

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.9085 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 8.8479 + 1.4098 + 0.0529

Qmax / Qlim = 2.1429 / 10.3106 = 0,208 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 27360.7 / 1577164.0 = 0,017 Ok (Cmb. n. 006)

TL / TLim = 7325.1 / 1565477.0 = 0,005 Ok (Cmb. n. 006)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
002	SLU STR	No	4.159	2.503	26961.5	-7278.4	-3898190.0	-1.5999	-2.1429
006	SLU STR	No	4.267	2.423	27360.7	-7325.1	-3901606.0	-1.6157	-2.1408

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.9085 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 8.6203 + 1.3325 + 0.0529

Qmax / Qlim = 1.7469 / 10.0057 = 0,175 Ok (Cmb. n. 020)

TB / TBlim = 71099.4 / 1076953.0 = 0,066 Ok (Cmb. n. 027)

TL / TLim = 80305.9 / 1056540.0 = 0,076 Ok (Cmb. n. 048)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
020	SLV A1	Si	6.799	-0.600	53630.5	-78660.7	-2642308.0	-0.7266	-1.7469
027	SLV A1	Si	-3.196	0.093	71099.4	-45417.5	-2654063.0	-0.8603	-1.5083
048	SLV A1	Si	23.214	1.728	4901.2	-80305.9	-2632298.0	-0.8873	-1.5913

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.9085 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 8.7494 + 1.3751 + 0.0529

Qmax / Qlim = 1.5194 / 10.1774 = 0,149 Ok (Cmb. n. 058)

TB / TBlim = 41554.8 / 1075134.0 = 0,039 Ok (Cmb. n. 057)

TL / TLim = 35433.2 / 1059393.0 = 0,033 Ok (Cmb. n. 080)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
057	SLD	Si	0.371	0.970	41554.8	14830.7	-2649525.0	-0.9722	-1.4781
058	SLD	Si	5.405	0.903	33576.6	-759.2	-2646319.0	-0.9441	-1.5194
080	SLD	Si	13.780	2.526	-356.2	-35433.2	-2639416.0	-1.0614	-1.4538

### Macro platea: 7

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.9031 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 9.1791 + 1.2435 + 0.0682

Qmax / Qlim = 1.6582 / 10.4908 = 0,158 Ok (Cmb. n. 006)

TB / TBlim = 9437.1 / 546296.1 = 0,017 Ok (Cmb. n. 006)

TL / TLim = 13466.8 / 373066.2 = 0,036 Ok (Cmb. n. 014)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
006	SLU STR	No	0.549	233.284	9437.1	-18729.7	-1339439.0	-0.6918	-1.6582
014	SLU STR	No	-0.025	199.405	5195.1	-13466.8	-928122.3	-0.5183	-1.0747

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.9031 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 6.3657 + 0.5736 + 0.0682

Qmax / Qlim = 1.4860 / 7.0075 = 0,212 Ok (Cmb. n. 029)

TB / TBlim = 185775.5 / 397845.5 = 0,467 Ok (Cmb. n. 032)

TL / TLim = 142357.9 / 400051.2 = 0,356 Ok (Cmb. n. 044)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
029	SLV A1	Si	-27.803	264.449	-173592.7	28192.1	-958446.4	-0.0920	-1.4860
032	SLV A1	Si	28.263	182.285	185775.5	-51474.8	-969197.9	-0.2065	-1.3785

044 SLV A1 Si 6.015 113.765 69452.8 -142357.9 -995423.9 -0.6076 -1.0926

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.9031 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 8.2966 + 0.9469 + 0.0682

Qmax / Qlim = 1.3847 / 9.3117 = 0,149 Ok (Cmb. n. 055)

TB / TBlim = 69428.4 / 395073.2 = 0,176 Ok (Cmb. n. 054)

TL / TLim = 72831.1 / 394073.5 = 0,185 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 <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
054	SLD	Si	17.341	195.240	69428.4	-29173.0	-962283.6	-0.3451	-1.3051
055	SLD	Si	-16.569	250.218	-57123.2	5537.6	-965033.1	-0.2801	-1.3847
076	SLD	Si	-4.777	175.042	-3089.1	-72831.1	-980515.3	-0.5322	-1.1544

## VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

### Elemento: Platea n. 1

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 <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
081	SLE rare	No	0.054	-167.045	-6991.8	-2750.7	-756050.6	-0.5119	-1.1733
086	SLE rare	No	0.132	-162.677	-7489.4	24.1	-791149.0	-0.5440	-1.2169

Cedimento massimo = -0.729 cm in Cmb n. 086

Cedimento minimo = -0.002 cm in Cmb n. 081

### Elemento: Platea n. 1239

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 <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
081	SLE rare	No	3.999	2.140	16747.7	-4666.8	-2605000.0	-1.1089	-1.4210
082	SLE rare	No	4.212	2.048	17694.7	-4832.1	-2655193.0	-1.1421	-1.4452

Cedimento massimo = -1.757 cm in Cmb n. 082

Cedimento minimo = -0.011 cm in Cmb n. 081

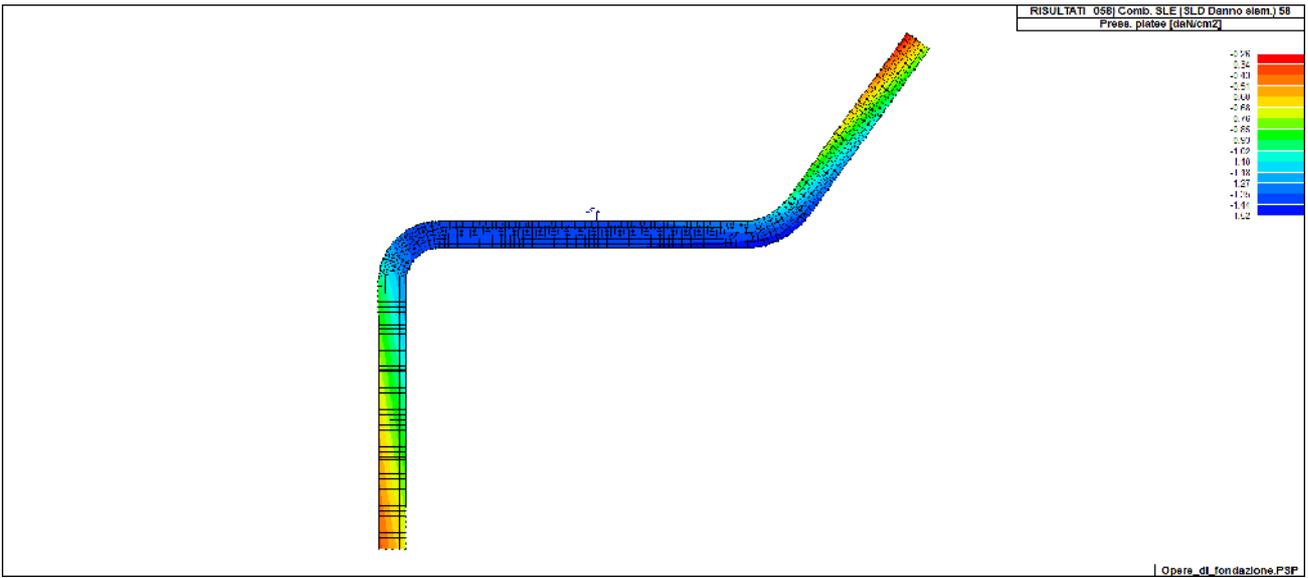
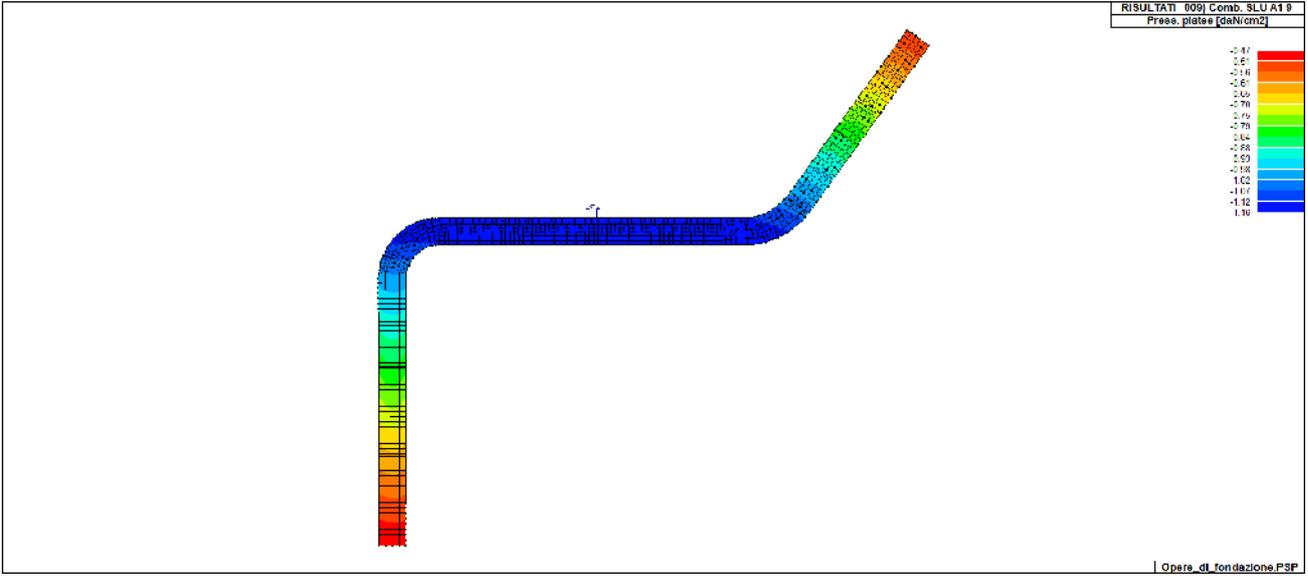
### Elemento: Platea n. 2043

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 <sup>2</sup>	T.T. max daN/cm <sup>2</sup>
081	SLE rare	No	0.442	228.413	5820.8	-8358.5	-928384.5	-0.4827	-1.1344
086	SLE rare	No	0.343	221.421	6235.6	-12682.5	-972476.6	-0.5160	-1.1748

Cedimento massimo = -0.493 cm in Cmb n. 086

Cedimento minimo = -0.002 cm in Cmb n. 081



Forlì, 21/02/2019

Il Progettista Strutturale  
 Ing. Michele Viroli