

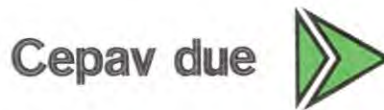
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO OV15 – MODIFICHE PIAZZALE FERALPI RIPOSIZIONAMENTO CAPANNONE “DEPOSITO SCORIE” CEMENTI ARMATI RELAZIONE FONDAZIONI E GEOTECNICA

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due 06 OTT 2018 Data: _____ Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. J. Taranta)	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	O V 1 5 A 0	0 0 2	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	Buonopane	24/09/18	Bazzani	24/09/18	24/09/18	
B							
C							



CIG. 751447334A Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. File: INOR1TEE2CLOV15A0002A.docx



Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A.
ALBA s.r.l.

CUP: F81H91000000008



INDICE

1.	RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI.....	3
1.1.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	3
1.2.	INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	3
1.3.	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI.....	3
1.4.	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA.....	7
1.5.	VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	8
1.6.	DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO	9
1.7.	CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE	9
1.8.	SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO	10
1.9.	PARAMETRI DI CALCOLO.....	12
1.10.	COMBINAZIONI DI CARICO:.....	13
1.11.	ARCHIVIO STRATIGRAFIE.....	14
1.12.	ARCHIVIO TERRENI	14
1.13.	DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	14
1.14.	VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	17
1.15.	VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	19



1. RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

1.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

- **LEGGE n. 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL. PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL. PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n. 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1 - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -";**
- **Eurocodice 7 - Parte 1 - "Progettazione geotecnica - Regole generali -";**
- **Eurocodice 8 - Parte 5 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -";**
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 617 del 02/02/2009**

1.2. 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.

1.3. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza "I_r" così definito:

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

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

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



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

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.4 \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

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

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

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

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

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

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

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k₀ coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità D+B/2
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

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

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

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

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

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

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

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

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

$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B$ $L_{rid} = L - 2 \cdot e_L$ dove e_B, e_L 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:

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

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

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

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

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

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

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

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

FORMULAZIONE EUROCODICE 7

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

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

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

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

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

- se H è parallela al lato B si ha:

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

- 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)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

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

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

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

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

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

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

1.4. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

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

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

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

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

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

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

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

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

$$s_c = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_c = 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato;} \\ s_\gamma = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_\gamma = 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato.}$$

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

FORMULAZIONE DI TERZAGHI (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi) \\ \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$$

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

FORMULAZIONE DI STAGG-ZIENKIEWICZ (1968)

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

1.5. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

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

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

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

1.6. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

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

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

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

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

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.

1.7. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in



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

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

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

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

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 $w_{Lib.}$).

1.8. 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



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL OV 15A 0 002Rev.
AFoglio
12 di 19

- 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 wImp., mentre il secondo al cedimento wLib.)

1.9. PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Eurocodice EC 7
- 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: no
- Fattori di punzonamento (Vesic): si

- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 50,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 50,0 %

Effetti inerziali (Paolucci-Pecker):

- Coeff. sismico orizzontale $K_h =$ 0,05508
- Angolo d'attrito alla quota di fond.= 20,0
- Fattore correttivo $Z_c =$ 0,982
- Fattore correttivo $Z_q =$ 0,944

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

1.10. COMBINAZIONI DI CARICO:**APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)**

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
 - Coeff. M1 per c' (statico): 1
 - Coeff. M1 per C_u (statico): 1
 - Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1
 - Coeff. M1 per c' (sismico): 1
 - Coeff. M1 per C_u (sismico): 1
 - Coeff. R3 capacità portante (statico): 2,30
 - Coeff. R3 capacità portante (sismico)*: 1,80
 - Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10
- (*) Coeff. R3 sismico ridotto per calcolo del carico lim. con effetto delle azioni inerziali

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 f_{Sp} : 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 elastici

**1.11. ARCHIVIO STRATIGRAFIE**

Indice / Descrizione:

001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati:

2

Profondità falda:

assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -600,0 cm	600,0 cm	001 / Ghiaie, sabbie e ciottoli poligenici in	Assente
2	da -600,0 a -1600,0 cm	1000,0 cm	002 / Ghiaie, sabbie e ciottoli addensati	Assente

1.12. ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno:

001 / Ghiaie, sabbie e ciottoli poligenici in

Comportamento del terreno:

condizione drenata

Peso Spec. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Angolo Res. Gradi°	Coesione daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades.
1,800 E-3	2,000 E-3	30,000	0,000	133,500	200,000	60,0	0,333	1,00

Indice / Descrizione terreno:

002 / Ghiaie, sabbie e ciottoli addensati

Comportamento del terreno:

condizione drenata

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

1.13. 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. 288	Platea	001	170.000	131.591	50.000	13600.010	4	9
Platea n. 292	Platea	001	170.000	131.590	50.000	13599.960	4	9
Platea n. 296	Platea	001	170.000	90.270	50.000	6399.990	4	9
Platea n. 409	Platea	001	170.000	191.825	50.000	28900.040	4	9
Platea n. 410	Platea	001	170.000	227.922	50.000	40800.030	4	9
Platea n. 411	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.000	4	9
Platea n. 412	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.020	4	9
Platea n. 413	Platea	001	170.000	213.201	50.000	35700.050	4	9
Platea n. 414	Platea	001	170.000	201.725	50.000	31960.050	4	9
Platea n. 415	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 416	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 417	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 418	Platea	001	170.000	214.214	50.000	36040.050	4	9
Platea n. 419	Platea	001	170.000	205.972	50.000	33320.050	4	9
Platea n. 420	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 421	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 422	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 423	Platea	001	170.000	210.133	50.000	34680.050	4	9
Platea n. 424	Platea	001	170.000	210.133	50.000	34680.050	4	9
Platea n. 425	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 426	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 427	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 428	Platea	001	170.000	205.972	50.000	33320.050	4	9
Platea n. 429	Platea	001	170.000	214.214	50.000	36040.050	4	9

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15A 0 002	Rev. A	Foglio 15 di 19			
Platea n. 430	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 431	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.050	4	9
Platea n. 432	Platea	001	170.000	226.970	50.000	40460.060	4	9
Platea n. 433	Platea	001	170.000	191.825	50.000	28900.040	4	9
Platea n. 483	Platea	001	170.000	156.353	50.000	19199.970	4	9
Platea n. 484	Platea	001	170.000	142.730	50.000	16000.000	4	9
Platea n. 485	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.980	4	9
Platea n. 486	Platea	001	170.000	146.254	50.000	16799.950	4	9
Platea n. 487	Platea	001	170.000	138.382	50.000	15039.950	4	9
Platea n. 488	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 489	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 490	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 491	Platea	001	170.000	146.949	50.000	16959.950	4	9
Platea n. 492	Platea	001	170.000	141.295	50.000	15679.950	4	9
Platea n. 493	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 494	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 495	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 496	Platea	001	170.000	144.150	50.000	16319.950	4	9
Platea n. 497	Platea	001	170.000	144.150	50.000	16319.950	4	9
Platea n. 498	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 499	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 500	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 501	Platea	001	170.000	141.295	50.000	15679.950	4	9
Platea n. 502	Platea	001	170.000	146.949	50.000	16959.950	4	9
Platea n. 503	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 504	Platea	001	170.000	142.730	50.000	15999.950	4	9
Platea n. 505	Platea	001	170.000	155.700	50.000	19039.940	4	9
Platea n. 553	Platea	001	170.000	131.590	50.000	13599.960	4	9
Platea n. 554	Platea	001	170.000	131.591	50.000	13600.010	4	9
Platea n. 555	Platea	001	170.000	90.270	50.000	6399.990	4	9
Platea n. 460	Platea	001	170.000	210.133	50.000	34680.000	4	8
Platea n. 461	Platea	001	170.000	210.133	50.000	34680.000	4	8
Platea n. 462	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.000	4	8
Platea n. 463	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.000	4	8
Platea n. 464	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.000	4	8
Platea n. 465	Platea	001	170.000	205.972	50.000	33320.000	4	8
Platea n. 466	Platea	001	170.000	214.214	50.000	36040.000	4	8
Platea n. 467	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.000	4	8
Platea n. 468	Platea	001	170.000	208.063	50.000	34000.000	4	8
Platea n. 469	Platea	001	170.000	226.970	50.000	40460.000	4	8
Platea n. 470	Platea	001	170.000	191.825	50.000	28900.000	4	8
Platea n. 471	Platea	001	170.000	142.137	50.000	15867.290	4	8
Platea n. 472	Platea	001	170.000	182.179	50.000	26066.610	4	8
Platea n. 473	Platea	001	170.000	160.041	50.000	20116.610	4	8
Platea n. 474	Platea	001	170.000	182.179	50.000	26066.610	4	8
Platea n. 475	Platea	001	170.000	204.345	50.000	32795.770	4	8
Platea n. 476	Platea	001	170.000	204.345	50.000	32795.770	4	8
Platea n. 477	Platea	001	170.000	204.345	50.000	32795.750	4	8
Platea n. 478	Platea	001	170.000	204.345	50.000	32795.770	4	8
Platea n. 479	Platea	001	170.000	182.179	50.000	26066.610	4	8
Platea n. 480	Platea	001	170.000	154.304	50.000	18700.000	4	8
Platea n. 481	Platea	001	170.000	177.159	50.000	24650.000	4	8
Platea n. 482	Platea	001	170.000	148.343	50.000	17283.220	4	8
Platea n. 434	Platea	001	170.000	148.343	50.000	17283.220	4	8
Platea n. 435	Platea	001	170.000	177.159	50.000	24650.000	4	8
Platea n. 436	Platea	001	170.000	154.304	50.000	18700.000	4	8
Platea n. 437	Platea	001	170.000	182.179	50.000	26066.610	4	8
Platea n. 438	Platea	001	170.000	203.239	50.000	32441.610	4	8
Platea n. 439	Platea	001	170.000	207.629	50.000	33858.220	4	8
Platea n. 440	Platea	001	170.000	203.239	50.000	32441.600	4	8
Platea n. 441	Platea	001	170.000	203.239	50.000	32441.610	4	8
Platea n. 442	Platea	001	170.000	182.179	50.000	26066.610	4	8
Platea n. 443	Platea	001	170.000	160.041	50.000	20116.610	4	8
Platea n. 444	Platea	001	170.000	182.179	50.000	26066.610	4	8



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15A 0 002	Rev. A	Foglio 16 di 19
Platea n. 445	Platea 001	170.000	142.137 50.000	15867.290	4 8
Platea n. 446	Platea 001	170.000	191.825 50.000	28900.000	4 8
Platea n. 447	Platea 001	170.000	227.921 50.000	40800.000	4 8
Platea n. 448	Platea 001	170.000	208.063 50.000	34000.000	4 8
Platea n. 449	Platea 001	170.000	208.063 50.000	34000.000	4 8
Platea n. 450	Platea 001	170.000	213.201 50.000	35700.000	4 8
Platea n. 451	Platea 001	170.000	201.724 50.000	31960.000	4 8
Platea n. 452	Platea 001	170.000	208.063 50.000	34000.000	4 8
Platea n. 453	Platea 001	170.000	208.063 50.000	34000.000	4 8
Platea n. 454	Platea 001	170.000	208.063 50.000	34000.000	4 8
Platea n. 455	Platea 001	170.000	214.214 50.000	36040.000	4 8
Platea n. 456	Platea 001	170.000	205.972 50.000	33320.000	4 8
Platea n. 506	Platea 001	170.000	101.763 50.000	8133.281	4 8
Platea n. 507	Platea 001	170.000	121.530 50.000	11600.000	4 8
Platea n. 508	Platea 001	170.000	105.851 50.000	8800.000	4 8
Platea n. 509	Platea 001	170.000	124.974 50.000	12266.640	4 8
Platea n. 510	Platea 001	170.000	139.421 50.000	15266.640	4 8
Platea n. 511	Platea 001	170.000	142.432 50.000	15933.280	4 8
Platea n. 512	Platea 001	170.000	139.421 50.000	15266.640	4 8
Platea n. 513	Platea 001	170.000	139.421 50.000	15266.640	4 8
Platea n. 514	Platea 001	170.000	124.974 50.000	12266.640	4 8
Platea n. 515	Platea 001	170.000	109.788 50.000	9466.639	4 8
Platea n. 516	Platea 001	170.000	124.974 50.000	12266.640	4 8
Platea n. 517	Platea 001	170.000	97.505 50.000	7466.960	4 8
Platea n. 518	Platea 001	170.000	156.353 50.000	19200.000	4 8
Platea n. 519	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 520	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 521	Platea 001	170.000	146.255 50.000	16800.000	4 8
Platea n. 522	Platea 001	170.000	138.382 50.000	15040.000	4 8
Platea n. 523	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 524	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 525	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 526	Platea 001	170.000	146.950 50.000	16960.000	4 8
Platea n. 527	Platea 001	170.000	141.295 50.000	15680.000	4 8
Platea n. 528	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 529	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 530	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 531	Platea 001	170.000	144.150 50.000	16320.000	4 8
Platea n. 532	Platea 001	170.000	144.150 50.000	16320.000	4 8
Platea n. 533	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 534	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 535	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 536	Platea 001	170.000	141.295 50.000	15680.000	4 8
Platea n. 537	Platea 001	170.000	146.950 50.000	16960.000	4 8
Platea n. 538	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 539	Platea 001	170.000	142.730 50.000	16000.000	4 8
Platea n. 540	Platea 001	170.000	155.700 50.000	19040.000	4 8
Platea n. 541	Platea 001	170.000	97.505 50.000	7466.960	4 8
Platea n. 542	Platea 001	170.000	124.974 50.000	12266.640	4 8
Platea n. 543	Platea 001	170.000	109.788 50.000	9466.639	4 8
Platea n. 544	Platea 001	170.000	124.974 50.000	12266.640	4 8
Platea n. 545	Platea 001	170.000	140.180 50.000	15433.300	4 8
Platea n. 546	Platea 001	170.000	140.180 50.000	15433.300	4 8
Platea n. 547	Platea 001	170.000	140.180 50.000	15433.300	4 8
Platea n. 548	Platea 001	170.000	140.180 50.000	15433.300	4 8
Platea n. 549	Platea 001	170.000	124.974 50.000	12266.640	4 8
Platea n. 550	Platea 001	170.000	105.851 50.000	8800.000	4 8
Platea n. 551	Platea 001	170.000	121.530 50.000	11600.000	4 8
Platea n. 552	Platea 001	170.000	101.763 50.000	8133.281	4 8
Platea n. 457	Platea 001	170.000	208.063 50.000	34000.000	4 8
Platea n. 458	Platea 001	170.000	208.063 50.000	34000.000	4 8
Platea n. 459	Platea 001	170.000	208.063 50.000	34000.000	4 8
Platea n. 556	Platea 001	170.000	131.591 50.000	13600.000	4 8
Platea n. 557	Platea 001	170.000	131.591 50.000	13600.000	4 8



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL OV 15A 0 002	Rev. A	Foglio 17 di 19
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

Platea n. 558	Platea	001	170.000	90.270	50.000	6400.000	4	8
Platea n. 559	Platea	001	170.000	131.591	50.000	13600.000	4	8
Platea n. 560	Platea	001	170.000	131.591	50.000	13600.000	4	8
Platea n. 561	Platea	001	170.000	90.270	50.000	6400.000	4	8

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq.
Macro n. 9	Macro-Platea	001	170.000	125.000	50.000	2600.000	2600.000
Macro n. 8	Macro-Platea	001	170.000	412.502	50.000	1333.326	1333.326

1.14. 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: 9

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) =	-0.00306000 kN/cm ²
Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P =	0.00000000 + 0.03156142 + 0.00598757 + 0.00000000
Qmax / Qlim = 0.01537136 / 0.03754899 =	0,409 Ok (Cmb. n. 044)
TB / TBlim = 162.824 / 5492.768 =	0,030 Ok (Cmb. n. 065)
TL / TLim = 576.886 / 5484.339 =	0,105 Ok (Cmb. n. 050)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipologia	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
044	SLU STR	No	24.083	19.364	-16.827	650.075	-14030.820	-0.00655682	-0.01537136
050	SLU STR	No	29.763	20.670	3.205	576.886	-10443.370	-0.00458519	-0.01162527
065	SLU STR	No	26.282	11.862	-162.824	55.328	-10346.580	-0.00613758	-0.01047640

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) =	-0.00306000 kN/cm ²
Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P =	0.00000000 + 0.03837081 + 0.00000000 + 0.00000000
Qmax / Qlim = 0.01191656 / 0.03837081 =	0,311 Ok (Cmb. n. 073)
TB / TBlim = 514.810 / 5540.292 =	0,093 Ok (Cmb. n. 076)
TL / TLim = 634.686 / 5549.346 =	0,114 Ok (Cmb. n. 075)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipologia	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
073	SLV A1	Si	76.611	21.443	474.269	600.145	-10454.960	-0.00416707	-0.01191656
075	SLV A1	Si	-21.408	21.503	-447.158	634.686	-10567.220	-0.00437747	-0.01213022
076	SLV A1	Si	-17.172	14.832	-514.810	343.991	-10437.130	-0.00551394	-0.01108730

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) =	-0.00306000 kN/cm ²
Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P =	0.00000000 + 0.03860077 + 0.00301204 + 0.00000000
Qmax / Qlim = 0.01146408 / 0.04161281 =	0,275 Ok (Cmb. n. 081)



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL OV 15A 0 002Rev.
AFoglio
18 di 19

TB / TBlim = 223.225 / 5477.896 = 0,041 Ok (Cmb. n. 088)
 TL / TLlim = 530.784 / 5508.507 = 0,096 Ok (Cmb. n. 083)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm2	T.T. max kN/cm2
081	SLD	Si	46.918	19.281	162.696	517.927	-10448.320	-0.00473495	-0.01146408
083	SLD	Si	10.871	19.310	-178.544	530.784	-10489.420	-0.00485036	-0.01147447
088	SLD	Si	23.988	8.545	-223.225	-42.915	-10318.240	-0.00630380	-0.00993373

Macro platea: 8

Risultati più gravosi per cmb. di tipo SLU STR:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00306000 kN/cm2
 Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.02994163 + 0.01696357 + 0.00000000
 Qmax / Qlim = 0.01617284 / 0.04690519 = 0,345 Ok (Cmb. n. 061)
 TB / TBlim = 440.990 / 9170.896 = 0,048 Ok (Cmb. n. 067)
 TL / TLlim = 687.890 / 9055.547 = 0,076 Ok (Cmb. n. 065)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm2	T.T. max kN/cm2
061	SLU STR	No	82.254	-43.450	-486.039	-775.468	-22978.340	-0.00621732	-0.01617284
065	SLU STR	No	80.295	-39.099	-419.947	-687.890	-17234.330	-0.00461122	-0.01217046
067	SLU STR	No	58.454	-43.294	-440.990	-674.584	-17412.110	-0.00470336	-0.01289237

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00306000 kN/cm2
 Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.03505692 + 0.00869042 + 0.00000000
 Qmax / Qlim = 0.01149558 / 0.04374733 = 0,263 Ok (Cmb. n. 074)
 TB / TBlim = 1176.497 / 9231.554 = 0,127 Ok (Cmb. n. 075)
 TL / TLlim = 1320.700 / 9298.047 = 0,142 Ok (Cmb. n. 078)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm2	T.T. max kN/cm2
074	SLV A1	Si	156.522	-41.108	879.597	-302.153	-17374.000	-0.00524082	-0.01149558
075	SLV A1	Si	-12.800	-36.738	-1176.497	158.786	-17527.680	-0.00454776	-0.01312293
078	SLV A1	Si	87.026	-60.598	62.378	-1320.700	-17696.350	-0.00292917	-0.01375332

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00306000 kN/cm2
 Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.03712786 + 0.02210439 + 0.00000000
 Qmax / Qlim = 0.01275720 / 0.05923225 = 0,215 Ok (Cmb. n. 086)
 TB / TBlim = 522.173 / 9206.256 = 0,057 Ok (Cmb. n. 083)
 TL / TLlim = 826.233 / 9234.126 = 0,089 Ok (Cmb. n. 086)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm2	T.T. max kN/cm2
083	SLD	Si	40.795	-38.201	-522.173	11.379	-17479.480	-0.00501049	-0.01205567
086	SLD	Si	74.819	-49.563	-208.403	-826.233	-17574.560	-0.00446139	-0.01275720

1.15. VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI**Elemento: Platea n. 288**

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm2	T.T. max kN/cm2
096	SLE rare	No	18.911	14.478	-66.479	273.574	-10994.410	-0.00608561	-0.01122619
117	SLE rare	No	27.340	12.184	-131.301	125.626	-10381.640	-0.00610010	-0.01030951

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -1.209 cm in Cmb n. 096

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.159 cm in Cmb n. 117

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -1.411 cm in Cmb n. 096

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.186 cm in Cmb n. 117

Elemento: Platea n. 460

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm2	T.T. max kN/cm2
122	SLE rare	No	80.961	-46.421	-353.283	-554.641	-17782.100	-0.00485949	-0.01222502
124	SLE rare	No	66.850	-49.098	-366.989	-545.702	-17900.530	-0.00478940	-0.01270458

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -1.341 cm in Cmb n. 124

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.094 cm in Cmb n. 122

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -1.565 cm in Cmb n. 124

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.110 cm in Cmb n. 122