



REGIONE  
PUGLIA



## Comune di ROCCAFORZATA - Provincia di Taranto

PO FESR 2014-2020 – Asse VI - Linea di Azione 6.1 – Determina Dirigenziale n°181 del 26 agosto 2019



### PROGETTO ESECUTIVO

*P.O.R. PUGLIA 2014-2020 ASSE VI - Azione 6.1 – “Interventi per l’ottimizzazione della gestione dei rifiuti urbani”. – “AVVISO PER LA SELEZIONE DI INTERVENTI FINALIZZATI ALLA REALIZZAZIONE O ALL’AMPLIAMENTO E/O ALL’ADEGUAMENTO DI CENTRI COMUNALI RACCOLTA DIFFERENZIATI DI RIFIUTI” – B.U.R.P. 98 DEL 29/08/2019.*

### RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTISTA: ALPHA ENGINEERING S.r.l.s.

R.U.P.: Geom. Nicola SALAMINO

STAZIONE APPALTANTE:  
Comune di Roccaforzata  
Via Giovanni XXIII n.8  
74020 Roccaforzata (TA)

Rev.

Data:  
Luglio 2020

Elaborato: 19



# **COMUNE DI ROCCAFORZATA**

***P.O.R. PUGLIA 2014-2020 ASSE VI - Azione 6.1 – “Interventi per l’ottimizzazione della gestione dei rifiuti urbani”. – “AVVISO PER LA SELEZIONE DI INTERVENTI FINALIZZATI ALLA REALIZZAZIONE O ALL’AMPLIAMENTO E/O ALL’ADEGUAMENTO DI CENTRI COMUNALI RACCOLTA DIFFERENZIATI DI RIFIUTI” – B.U.R.P. 98 DEL 29/08/2019***

## ***REALIZZAZIONE CENTRO COMUNALE DI RACCOLTA***



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

## Sommario

1. Premessa.....	2
2. Caratterizzazione fisico meccanica dei terreni .....	2
2.1 Caratteristiche litostratigrafiche.....	2
2.2 Caratteristiche fisico meccaniche del terreno di fondazione .....	3
2.3 Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione .....	3
3 Modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi.....	3
4 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni. identificazioni dei relativi stati limite .....	5
5 Verifiche geo: approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici.....	5
5.1 Verifica portanza .....	6
6 Risultati delle analisi e loro commento .....	8
7 TABULATI DI CALCOLO RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI.....	8



## 1. Premessa

La struttura di fondazione della struttura in acciaio adibita al ricovero dei contenitori R.U.P. e R.A.E.E., da realizzarsi nel territorio di Roccaforzata (TA) facente parte del progetto del Centro Comunale di Raccolta rifiuti differenziati, sarà costituita da plinti di fondazione gettati in opera su cui ergerà la struttura in acciaio costituita da travi e colonne. Alla base delle fondazioni sarà posto uno strato di magrone non portante avente scopo di livellamento. Per la pericolosità ed i relativi parametri sismici si rimanda alla lettura della relazione di calcolo strutturale.

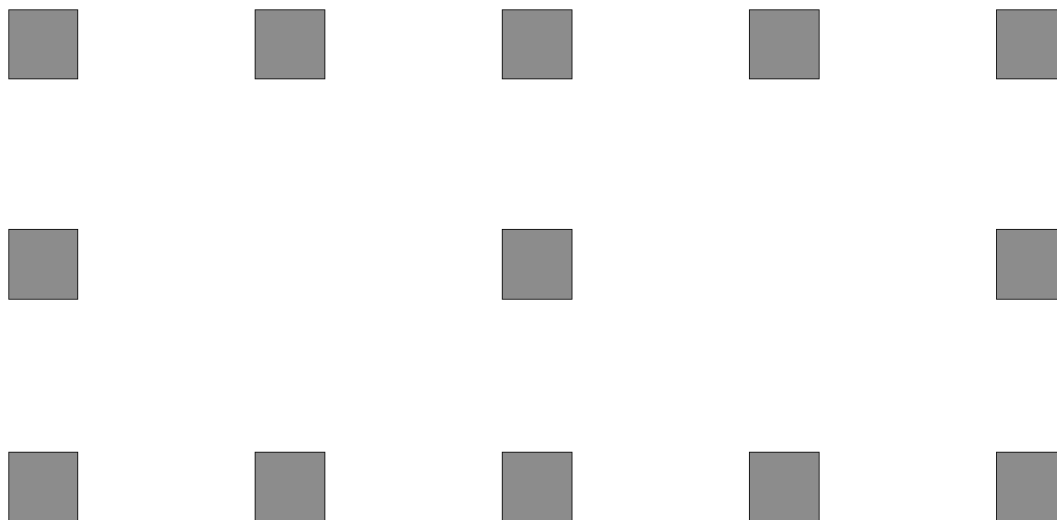


Fig.1- Pianta plinti di fondazione

## 2. Caratterizzazione fisico meccanica dei terreni

### 2.1 Caratteristiche litostratigrafiche

Dalla relazione geologica si evince che sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche: rilevamento geologico di superficie integrato con una consultazione cartografica e bibliografica che ha consentito di collocare l'area nel giusto contesto geologico complessivo. Per la verifica delle fondazioni si assumono i parametri relativi alla geomorfologia e litostratigrafia così come riportati dalla suddetta relazione. La struttura sarà ubicata su terreno appartenente alla formazione delle "Calcareniti".

### 2.2 Caratteristiche fisico meccaniche del terreno di fondazione

$\gamma_n = 1,85 \text{ g/cm}^3$  peso di volume naturale (o peso unità di volume)

$\gamma_{sat} = 2.00 \text{ g/cm}^3$  peso di volume saturo

$\nu = 0,2$  coefficiente di Poisson

$c = 0.01 - 0.05 \text{ Kg/cm}^2$  coesione

$\phi = 28^\circ$  angolo di attrito interno



$E = 13028 \text{ Kg/cm}^2$  Modulo Elastico o di Young

$G = 5102 \text{ Kg/cm}^2$  Modulo di taglio

$K = 9728 \text{ Kg/cm}^2$  Modulo di incompressibilità

## 2.3 Caratterizzazione sismica del suolo di fondazione

La categoria di profilo stratigrafico associato,  $V_{seq} = 290 \text{ m/s}$ , è di tipo categoria "E" secondo la normativa vigente: "Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m."

## 3. Modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi

Nel modello strutturale di calcolo l'interazione suolo-struttura è stata considerata schematizzando un modello di terreno elastico alla Winkler.

Per il calcolo del K di Winkler viene applicato il carico applicato come Carico Limite diviso per il Fattore di sicurezza. Si è impostato il fattore di sicurezza pari a 3, così il carico applicato coincide col carico ammissibile. Viene poi calcolato il carico netto pari al carico applicato meno la sigma litostatica. Il profilo delle tensioni verticali è calcolato secondo la teoria di Westergaard il profilo di tensioni è calcolato per una profondità pari a 5 volte la base della fondazione.

Il cedimento netto è calcolato suddividendo il terreno sottostante al plinto in fasce orizzontali. Il k di Winkler è ottenuto come rapporto tra il carico applicato e il cedimento netto corrispondente al profilo di tensioni. I risultati di analisi sono riportati nella relazione di calcolo e riassunti, mediante immagini, nelle pagine seguenti.

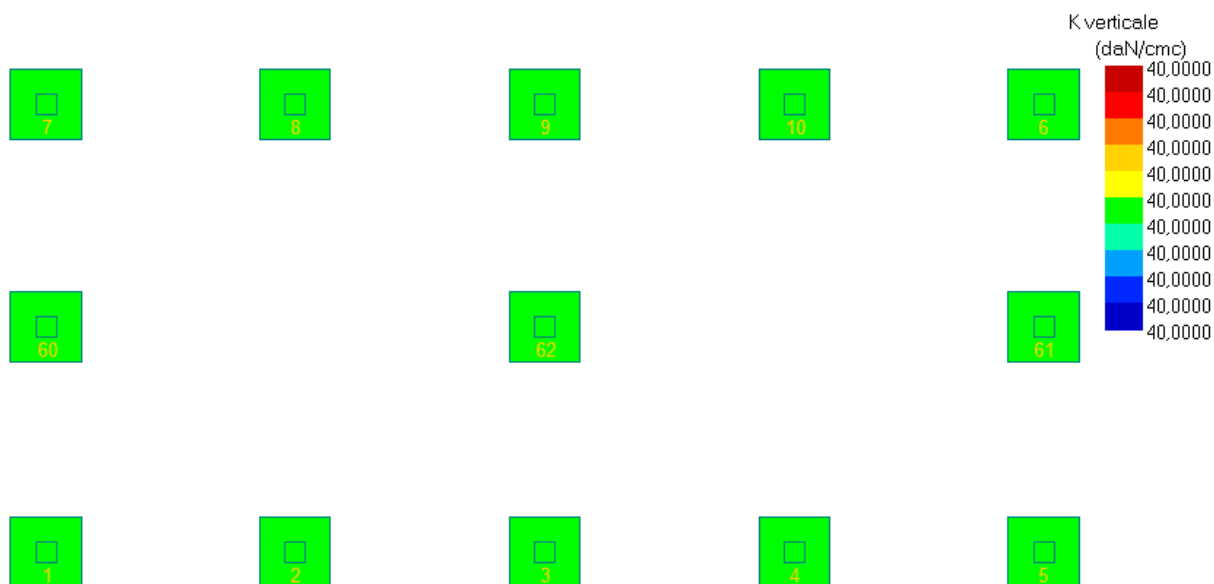


Fig.2 – Valori calcolati dei coefficienti di Winkler verticale

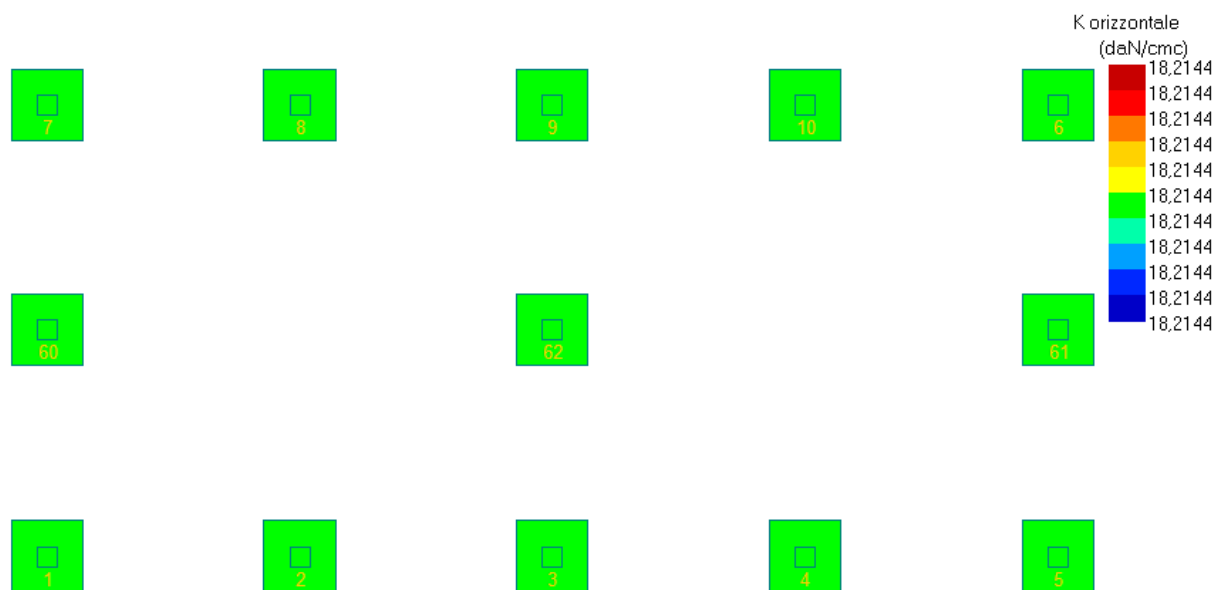


Fig.3 – Valori calcolati dei coefficienti di Winkler orizzontale

#### 4. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni. identificazioni dei relativi stati limite

Le verifiche della sicurezza in fondazione sono condotte nei riguardi dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio.

Le verifiche nei riguardi dello stato limite ultimo (SLU) previste dalla Normativa sono:

**EQU** - perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

**STR** - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

**GEO** – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

**ULP** – perdita di equilibrio della struttura o del terreno dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

**HYD** - erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Verifiche EQU: L'edificio è soggetto ad azioni di tipo verticale e di tipo orizzontale. Come si evince dal diagramma delle pressioni sul terreno di fondazione, queste ultime sono tutte di compressione.

Pertanto essendo le pressioni di compressione sicuramente non si hanno fenomeni di perdita di equilibrio della struttura.

Verifiche STR: le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono state eseguite contestualmente alla verifica degli elementi strutturali in elevazione. Le relative verifiche sono riportate nella relazione di calcolo;

Verifiche GEO: le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura sono condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, come riportato nelle pagine seguenti.





# COMUNE DI ROCCAFORZATA

Verifiche UPL e HYD: poiché nel terreno di fondazione non vi è la presenza della falda non si hanno fenomeni di galleggiamento o di sifonamento.

## 5. Verifiche geo: approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici

La verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura viene condotta con l'Approccio 2 con la Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) nella quale i coefficienti A1 sono gli stessi delle verifiche strutturali, i coefficienti M1 sono unitari ed il coefficiente R3 vale per la verifica della capacità portante  $\gamma_R = 2.3$ .

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{nk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Il livello di base delle fondazioni è circa a quota -1,00 m pertanto le fondazioni appoggiano sullo strato di "Calcarenite".

### 5.1 Verifica portanza

Le pressioni sul terreno derivano dalle azioni agenti sulla struttura fattorizzate con i coefficienti secondo la



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

combinazione:

$$Ed = \gamma G \cdot GK + \gamma P \cdot PK + S (\psi 2i \cdot \gamma Q \cdot Q_{ki})$$

Dalla relazione di calcolo della struttura si evince che la pressione massima sul terreno per la quale si ha un rapporto tra Ed/Rd maggiore è:

$$Ed = 0,91 \text{ daN/cm}^2$$

**Verifica:**

$$Rd = 3,0556 \text{ daN/cm}^2$$

$Rd > Ed$  (verificato)

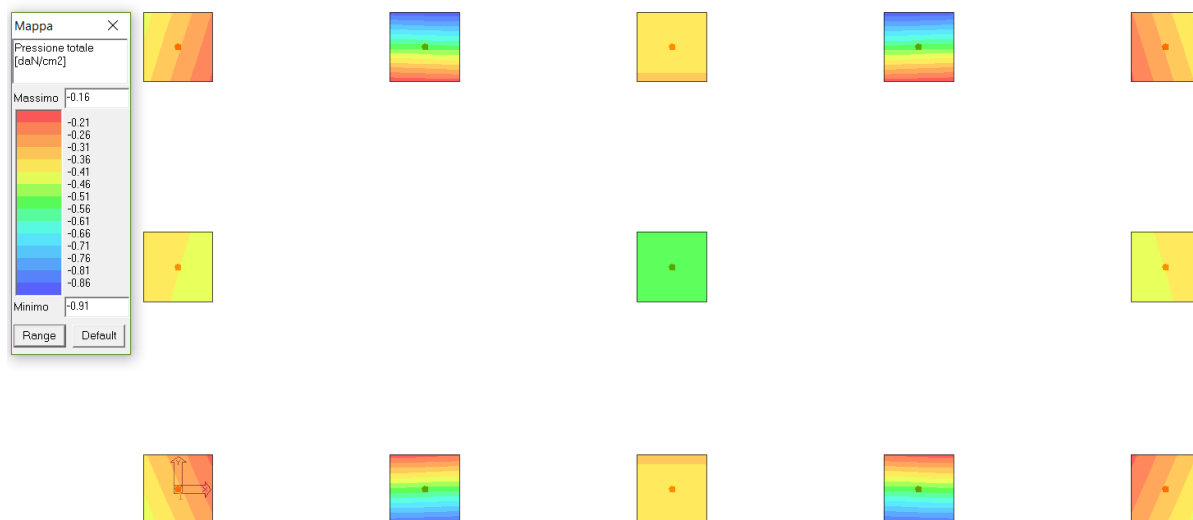


Fig.4 – Valori di pressione sul terreno di fondazione

Il rapporto tra Ed/Rd detto sicurezza è pari a 0,298





# COMUNE DI ROCCAFORZATA

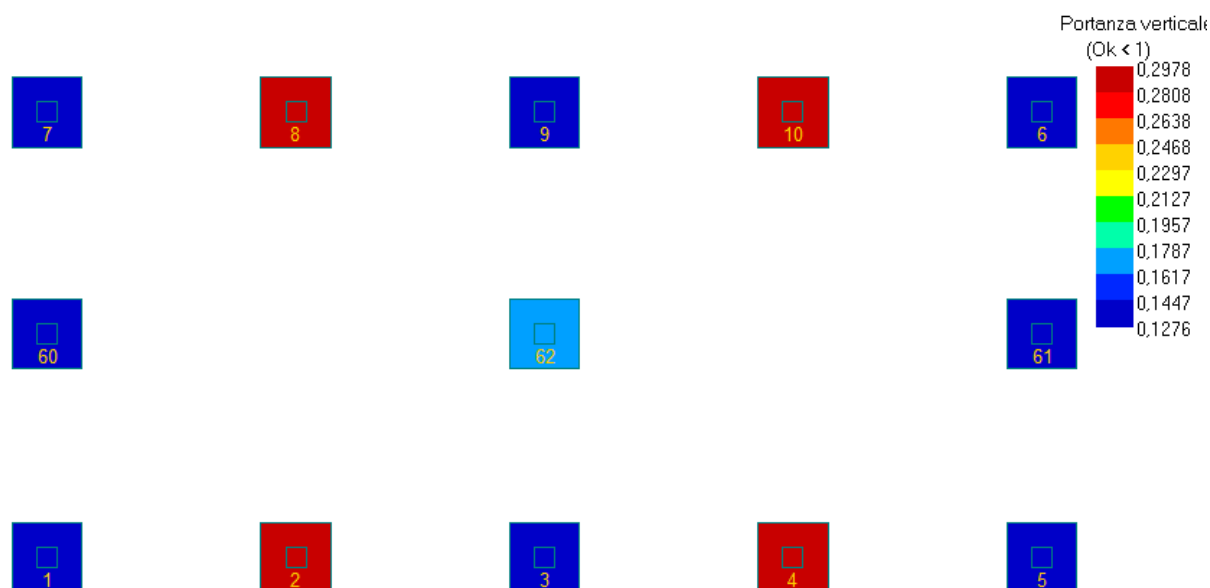


Fig.5 – Rapporto tra Ed/Rd

## 6. Risultati delle analisi e loro commento

Dalle analisi geomorfologiche e dalle verifiche geotecniche svolte ne risulta che i valori di verifica sono accettabili pertanto il progetto proposto è realizzabile.

Si prescrive che:

- in corso d'opera si deve riscontrare la rispondenza della caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione reale;
- la sistemazione esterna dovrà evitare infiltrazioni di acqua tale da variare le caratteristiche geomeccaniche del terreno di fondazione.

## 7. TABULATI DI CALCOLO 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 -.";



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

- 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. 14/01/2008 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- Circolare n. 617 del 02/02/2008

## **INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

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

## **CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI**

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

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

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



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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

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

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

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 :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \sin(\varphi) \log_{10}(2 I_r)}{1 + \sin(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$
$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

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

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

- $E_{ed}$  modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione;
- $\Psi$  coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione;
- $k_0$  coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione;
- $\phi$  angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa;
- $c'$  coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- $\sigma'$  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:



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

- $N_q, N_c, N_\gamma$  adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno 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;
- $i_q, i_c, i$  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:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left( \frac{B}{2} \right)$$

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:

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

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$
$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

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



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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

- 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):**

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

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

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

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

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

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

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

- se  $\varphi = 0$  si ha:

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

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



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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

**Formulazione di Brinch-Hansen:**

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

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

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

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

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

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

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

- 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:**

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

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

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





# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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

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

- se H è parallela al lato B si ha:

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

- se H è parallela al lato L si ha:

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

- se  $\varphi = 0$  si ha:

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

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

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

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

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

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- $i_c$  ed  $i_q$  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:

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

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.



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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

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

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

## CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

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



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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

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:

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

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

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

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

$s_c = 1.0$  per fondazioni di tipo nastriforme       $s_c = 1.3$  per fondazioni di tipo quadrato;

$s_\gamma = 1.0$  per fondazioni di tipo nastriforme       $s_\gamma = 0.8$  per fondazioni di tipo quadrato.

fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

## Formulazione di Terzaghi (1943):

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

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.	298.	800.
									0	0	0

## Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968):



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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

## VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

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

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $T_{Sd}$  componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- $N_{Sd}$  componente verticale del carico agente sulla fondazione
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $\delta$  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 taglienti 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



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

## CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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 "zi" 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:

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

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 "zi" 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.





# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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 dell'elemento;
- 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;



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

- 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);



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

- $Q_{lim}$  g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- $Q_{lim}$  c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- $Q_{res}$  P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- $Q_{max} / Q_{lim}$  rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è  $< 1.0$ );
- $TB_{lim}$  valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento;
- $TB / TB_{lim}$  rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è  $< 1.0$ );
- $TL_{lim}$  valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- $TL / TL_{lim}$  rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è  $< 1.0$ );
- $S_{gm}$ . Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale.

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

## ***Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali***

- $C_{mb}$  numero della combinazione di carico e tipologia;
- 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



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

- 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 %

## **Effetti inerziali (Paolucci-Pecker):**

- Coeff. sismico orizzontale  $K_h = 0,01030$
- Angolo d'attrito alla quota di fond.= 20,0
- Fattore correttivo  $Z_c = 0,997$
- Fattore correttivo  $Z_q = 0,990$

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

- Coeff. parziale di sicurezza  $F_c$  (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza  $F_q$  (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza  $F_g$  (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza  $F_c$  (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza  $F_q$  (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza  $F_g$  (sismico): 3,00

## **Combinazioni di carico:**

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

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

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

- Coeff. M1 per  $\tan \Phi$  (statico): 1
- Coeff. M1 per  $c'$  (statico): 1
- Coeff. M1 per  $C_u$  (statico): 1
- Coeff. M1 per  $\tan \Phi$  (sismico): 1
- Coeff. M1 per  $c'$  (sismico): 1
- Coeff. M1 per  $C_u$  sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante: 2,30
- Coeff. R3 scorrimento: 1,10

## **Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:**

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



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

- Fattore per attrito terreno-fondazione ( $5 < \Delta < 10$ ): 7
- Frazione di spinta passiva  $f_{Sp}$ : 30,00 %

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

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: Boussinesq
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

## ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 1

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice	Descrizione terreno	Attrito
1	da 0,0 a -1000,0	cm 1000,0	cm 001	Calcarenite	Assente

## ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Calcarenite**

Comportamento del terreno: litoide (roccia)

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Poisson	RQD	C. Ades.
daN/cmq	daN/cmq	Gradi°	daN/cmq	daN/cmq	%	%	
2,250 E-3	2,550 E-3	33,000	0,060	9000,000	0,420	80,0	0,00

## DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base	Altezza	Lung.Elem.	Lung.Trav.
			cm	cm	cm	cm	cm
Plinto n. 1	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000
Plinto n. 2	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000
Plinto n. 3	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000
Plinto n. 4	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000
Plinto n. 5	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000
Plinto n. 6	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000
Plinto n. 7	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000
Plinto n. 8	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000
Plinto n. 10	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000
Plinto n. 60	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

Plinto n. 61	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000
Plinto n. 62	Plinto	001	60.000	100.000	60.000	100.000	100.000

## VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

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

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportate le sole combinazioni maggiormente gravose per ogni verifica.

### Elemento: Plinto n. 1

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.4400 / 3.0556 = 0,144$  Ok (Cmb 18 SLU STR)

$TB / TBl_{lim} = 39.0 / 886.8 = 0,044$  Ok (Cmb 07 SLU STR)

$TL / TL_{lim} = 71.3 / 1447.2 = 0,049$  Ok (Cmb 20 SLU STR)

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>
007 SLU STR	No	3.372	7.012	39.0	41.7	-1161.5	-0.0438	-0.1900
018 SLU STR	No	-2.013	-4.580	-32.4	-73.9	-3151.4	-0.1900	-0.4400
020 SLU STR	No	-2.306	-5.344	-30.7	-71.3	-2606.9	-0.1400	-0.3800

### Elemento: Plinto n. 2

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.8900 / 3.0556 = 0,291$  Ok (Cmb 18 SLU STR)

$TB / TBl_{lim} = 144.8 / 466.7 = 0,310$  Ok (Cmb 07 SLU STR)

$TL / TL_{lim} = 23.0 / 1252.8 = 0,018$  Ok (Cmb 27 SLV A1 sism.)

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>
007 SLU STR	No	362.109	-14.448	144.8	-5.9	-78.3	-0.0001	-0.1800
018 SLU STR	No	-10.969	0.388	-295.1	10.6	-5272.2	-0.1700	-0.8900
027 SLV A1	Si	-4.074	3.328	-44.0	20.9	-2105.5	-0.1200	-0.3000





# COMUNE DI ROCCAFORZATA

## Elemento: Plinto n. 3

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4000 / 3.0556 = 0,131 Ok (Cmb 18 SLU STR)

TB / TBlim = 58.4 / 749.3 = 0,078 Ok (Cmb 07 SLU STR)

TL / TLLim = 21.7 / 1166.2 = 0,019 Ok (Cmb 27 SLV A1 sism.)

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>
007 SLU STR	No	5.964	0.000	58.4	0.0	-807.0	-0.0518	-0.1100
018 SLU STR	No	-1.212	0.002	-22.7	0.0	-3747.4	-0.3500	-0.4000
027 SLV A1	Si	-0.205	3.603	- 1.4	19.7	-1882.1	-0.1500	-0.2300

## Elemento: Plinto n. 4

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.8900 / 3.0556 = 0,291 Ok (Cmb 18 SLU STR)

TB / TBlim = 144.8 / 466.7 = 0,310 Ok (Cmb 07 SLU STR)

TL / TLLim = 23.0 / 1252.8 = 0,018 Ok (Cmb 33 SLV A1 sism.)

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>
007 SLU STR	No	362.109	-14.445	144.8	-5.9	- 78.3	-0.0001	-0.1800
018 SLU STR	No	-10.969	0.386	-295.0	10.6	-5272.2	-0.1700	-0.8900
033 SLV A1	Si	-4.074	3.328	-44.0	20.9	-2105.5	-0.1200	-0.3000

## Elemento: Plinto n. 5

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4400 / 3.0556 = 0,144 Ok (Cmb 18 SLU STR)

TB / TBlim = 39.0 / 886.8 = 0,044 Ok (Cmb 07 SLU STR)

TL / TLLim = 71.3 / 1447.2 = 0,049 Ok (Cmb 20 SLU STR)

Sollecitazioni:



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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/cm2	daN/cm2
007 SLU STR	No	No	3.372	7.012	39.0	41.7	-1161.5	-0.0438	-0.1900
018 SLU STR	No	No	-2.000	4.580	-32.3	73.9	-3151.2	-0.1900	-0.4400
020 SLU STR	No	No	-2.291	-5.347	-30.6	71.3	-2606.8	-0.1400	-0.3800

## Elemento: Plinto n. 6

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm2

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4300 / 3.0556 = 0,141 Ok (Cmb 18 SLU STR)

TB / TBlm = 34.0 / 887.3 = 0,038 Ok (Cmb 07 SLU STR)

TL / TLlim = 75.4 / 1437.2 = 0,052 Ok (Cmb 20 SLU STR)

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/cm2	daN/cm2
007 SLU STR	No	No	3.072	-7.182	-34.0	-44.3	-1162.9	-0.0447	-0.1900
018 SLU STR	No	No	1.516	4.712	22.7	-78.1	-3122.4	-0.2000	-0.4300
020 SLU STR	No	No	1.740	5.502	21.6	75.4	-2581.0	-0.1500	-0.3700

## Elemento: Plinto n. 7

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm2

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4300 / 3.0556 = 0,141 Ok (Cmb 18 SLU STR)

TB / TBlm = 34.0 / 887.3 = 0,038 Ok (Cmb 07 SLU STR)

TL / TLlim = 75.4 / 1437.4 = 0,052 Ok (Cmb 20 SLU STR)

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/cm2	daN/cm2
007 SLU STR	No	No	3.072	7.182	34.0	44.3	1162.9	-0.0447	-0.1900
018 SLU STR	No	No	1.512	-4.711	2.2	-78.1	-3123.0	-0.2000	-0.4300
020 SLU STR	No	No	1.735	-5.503	22.0	-75.4	-2581.6	-0.1500	-0.3700

## Elemento: Plinto n. 8

Risultati più gravosi:



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.9100 / 3.0556 = 0,298 Ok (Cmb 18 SLU STR)

TB / TBlim = 158.5 / 453.8 = 0,349 Ok (Cmb 07 SLU STR)

TL / Tllim = 25.5 / 1252.3 = 0,020 Ok (Cmb 28 SLV A1 sism.)

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>
007 SLU STR	No	-667.524	-25.154	-158.5	-6.1	- 44.9	-0.0001	-0.1900
018 SLU STR	No	11.406	0.383	320.8	10.9	-5306.8	-0.1600	-0.9100
028 SLU STR	No	4.275	3.574	47.9	23.2	-2104.3	-0.1100	-0.3100

## Elemento: Plinto n. 9

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3900 / 3.0556 = 0,128 Ok (Cmb 18 SLU STR)

TB / TBlim = 53.2 / 749.2 = 0,071 Ok (Cmb 07 SLU STR)

TL / Tllim = 24.1 / 1161.5 = 0,021 Ok (Cmb 28 SLV A1 sism.)

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>
007 SLU STR	No	-5.585	0.000	-53.2	0.0	-806.8	-0.0536	-0.1100
018 SLU STR	No	-2.013	-0.002	17.1	0.0	-3724.2	-0.3500	-0.3900
028 SLU STR	No	-2.306	3.899	-2.0	22.0	-1870.0	-0.1400	-0.2300

## Elemento: Plinto n. 10

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.9100 / 3.0556 = 0,298 Ok (Cmb 18 SLU STR)

TB / TBlim = 158.5 / 453.8 = 0,349 Ok (Cmb 07 SLU STR)

TL / Tllim = 25.5 / 1252.3 = 0,020 Ok (Cmb 34 SLV A1 sism.)

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>



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

007 SLU STR	No	-667.524	25.157	-158.5	6.1	-44.9	-0.0001	-0.1900
018 SLU STR	No	11.408	-0.385	320.9	-10.9	-5306.8	-0.1600	-0.9100
034 SLU STR	No	4.275	-3.574	47.9	-23.2	-2104.3	-0.1100	-0.3100

## Elemento: Plinto n. 60

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4300 / 3.0556 = 0,141 Ok (Cmb 18 SLU STR)

TB / TBlm = 52.2 / 1198.8 = 0,044 Ok (Cmb 52 SLV A1 sism.)

TL / TLlim = 11.1 / 758.7 = 0,015 Ok (Cmb 07 SLU STR)

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>
007 SLU STR	No	0.324	-2.562	4.3	-11.1	-831.2	-0.0687	-0.0975
018 SLU STR	No	-0.274	0.918	-10.1	19.3	-4043.3	-0.3800	-0.4300
052 SLU STR	No	-1.933	0.531	-47.5	3.5	-1966.2	-0.1700	-0.2300

## Elemento: Plinto n. 61

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.4300 / 3.0556 = 0,141 Ok (Cmb 18 SLU STR)

TB / TBlm = 52.2 / 1198.8 = 0,044 Ok (Cmb 46 SLV A1 sism.)

TL / TLlim = 11.1 / 758.7 = 0,015 Ok (Cmb 07 SLU STR)

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>
007 SLU STR	No	0.324	2.562	4.3	11.1	-831.2	-0.0687	-0.0975
018 SLU STR	No	-0.262	-0.918	-9.9	-19.3	-4044.1	-0.3800	-0.4300
046 SLU STR	No	-1.933	-0.531	-47.5	-3.5	-1966.2	-0.1700	-0.2300

## Elemento: Plinto n. 62

Risultati più gravosi:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1350 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0438 + 1.2107 + 0.8011 + 0.0000



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.5300 / 3.0556 = 0,173$  Ok (Cmb 18 SLU STR)

$TB / TBl_{lim} = 40.2 / 1245.5 = 0,032$  Ok (Cmb 54 SLV A1 sism.)

$TL / TL_{lim} = 4.9 / 1246.2 = 0,004$  Ok (Cmb 32 SLV A1 sism.)

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/cm2	daN/cm2
007 SLU STR	No	-0.184	0.000	7.2	0.0	-5198.1	-0.5100	-0.5300
018 SLU STR	No	-0.567	0.988	-13.7	4.5	-2088.4	-0.1900	-0.2300
020 SLU STR	No	-1.411	-0.297	-36.5	-1.3	-2086.8	-0.1900	-0.2300

## VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

### Elemento: Plinto n. 1

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/cm2	daN/cm2
093 SLE rare	No	1.489	3.526	20.1	24.9	-1382.2	-0.0966	-0.1800
100 SLE rare	No	-1.868	-4.202	-22.4	-50.4	-2342.9	-0.1500	-0.3200

Cedimento massimo = -0.001 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 093

### Elemento: Plinto n. 2

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/cm2	daN/cm2
093 SLE rare	No	21.202	0.898	81.7	-3.6	-754.3	-0.0001	-0.1800
100 SLE rare	No	-10.465	-0.368	-202.7	7.3	-3795.6	-0.1300	-0.6300

Cedimento massimo = -0.002 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 093

### Elemento: Plinto n. 3

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/cm2	daN/cm2
094 SLE rare	No	1.191	0.000	19.3	0.0	-1353.3	-0.1300	-0.1400
100 SLE rare	No	-1.135	-0.001	-15.6	0.0	-2749.7	-0.2600	-0.2900

Cedimento massimo = -0.001 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 094

### Elemento: Plinto n. 4



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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/cm2	daN/cm2	
093 SLE rare	No	21.202	0.898	81.7	3.6	-754.3	-0.0001	-0.1800	
100 SLE rare	No	-10.464	-0.366	-202.6	-7.2	-3795.6	-0.1300	-0.6300	

Cedimento massimo = -0.002 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 093

## Elemento: Plinto n. 5

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/cm2	daN/cm2	
093 SLE rare	No	1.489	3.526	20.1	24.9	-1382.2	-0.0966	-0.1800	
100 SLE rare	No	-1.868	-4.203	-22.3	-50.4	-2342.8	-0.1500	-0.3200	

Cedimento massimo = -0.001 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 093

## Elemento: Plinto n. 6

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/cm2	daN/cm2	
093 SLE rare	No	-1.356	-3.627	-17.3	-26.5	-1379.6	-0.0967	-0.1800	
100 SLE rare	No	1.406	4.320	15.7	53.2	-2322.2	-0.1500	-0.3100	

Cedimento massimo = -0.001 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 093

## Elemento: Plinto n. 7

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/cm2	daN/cm2	
093 SLE rare	No	-1.356	3.627	-17.3	26.5	-1379.6	-0.0967	-0.1800	
100 SLE rare	No	1.402	-4.321	16.0	-53.2	-2322.2	-0.1500	-0.3100	

Cedimento massimo = -0.001 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 093

## Elemento: Plinto n. 8

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/cm2	daN/cm2	
094 SLE rare	No	-9.745	-0.421	-55.3	-2.4	-1071.8	-0.0418	-0.1700	
100 SLE rare	No	10.887	0.363	220.3	7.4	-3818.5	-0.1000	-0.6400	





# COMUNE DI ROCCAFORZATA

Cedimento massimo = -0.002 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 094

## Elemento: Plinto n. 9

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/cm2	daN/cm2	
093 SLE rare	No	-1.136	0.000	-17.7	0.0	-1345.1	-0.1300		-0.1400
100 SLE rare	No	0.935	0.001	11.7	0.0	-2732.9	-0.2600		-0.2900

Cedimento massimo = -0.001 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 094

## Elemento: Plinto n. 10

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/cm2	daN/cm2	
094 SLE rare	No	-9.745	0.421	-55.3	2.4	-1071.8	-0.0418		-0.1700
100 SLE rare	No	10.890	-0.365	220.4	-7.5	-3818.5	-0.1200		-0.6400

Cedimento massimo = -0.002 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 094

## Elemento: Plinto n. 60

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/cm2	daN/cm2	
094 SLE rare	No	0.081	0.619	1.7	-4.5	-1392.9	-0.1300		-0.1500
100 SLE rare	No	-0.257	0.855	-6.9	13.2	-2958.9	-0.2800		-0.3200

Cedimento massimo = -0.001 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 094

## Elemento: Plinto n. 61

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/cm2	daN/cm2	
094 SLE rare	No	0.081	0.619	1.7	4.5	-1392.9	-0.1300		-0.1500
100 SLE rare	No	-0.245	-0.855	-6.7	-13.2	-2959.5	-0.2800		-0.3200

Cedimento massimo = -0.001 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 094

## Elemento: Plinto n. 62



# COMUNE DI ROCCAFORZATA

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/cm2	daN/cm2	
093 SLE rare	No	0.156	0.000	2.1	0.0	-825.6	-0.0818	-0.0833	
100 SLE rare	No	-0.175	0.000	-4.9	0.0	-3745.2	-0.3700	-0.3800	

Cedimento massimo = -0.002 cm in Cmb n. 100

Cedimento minimo = 0.000 cm in Cmb n. 093

Progettazione  
**ALPHA ENGINEERING S.r.l.s.**  
Direttore Tecnico  
*Ing. Luigi CANNIZZO*