

NUOVA SE TERNA LATIANO 150/380 kV

REGIONE PUGLIA
PROVINCIA di BRINDISI
COMUNE di Latiano (BR)

PROGETTO DEFINITIVO
Id AU 6JUCTX0

Tav.:

Titolo:

R25.SE

Relazione Geotecnica

SE Terna e area di condivisione Sottostazioni Utenti attivi

Scala:

Formato Stampa:

Codice Identificatore Elaborato

N.A.

A4

6JUCTX0_RelazioneGeotecnica_R25.SE

Progettazione:

Committente:

STC S.r.l.

Via V. M. STAMPACCHIA, 48 - 73100 Lecce
Tel. +39 0832 1798355
fablo.calcarella@gmail.com - fablo.calcarella@ingpec.it



Direttore Tecnico: Dott. Ing. FABIO CALCARELLA

4IDEA S.r.l.

Via G. Brunetti, 50 - 73019 Trepuzzi
tel +39 0832 760144
pec 4ideasrl@pec.it
info@studioideasrl.it



HEPV04 S.r.l.

Via Alto Adige, 160 - 38121 Trento
tel +39 0461 1732700 - fax +39 0461 1732799
e.mail: info@heliopolis.eu - pec: hepv04srl@pec.it
P.Iva 02523220222

SOCIETA' DEL GRUPPO



Data

Motivo della revisione:

Redatto:

Controllato:

Approvato:

Settembre 2020

Prima emissione

STC

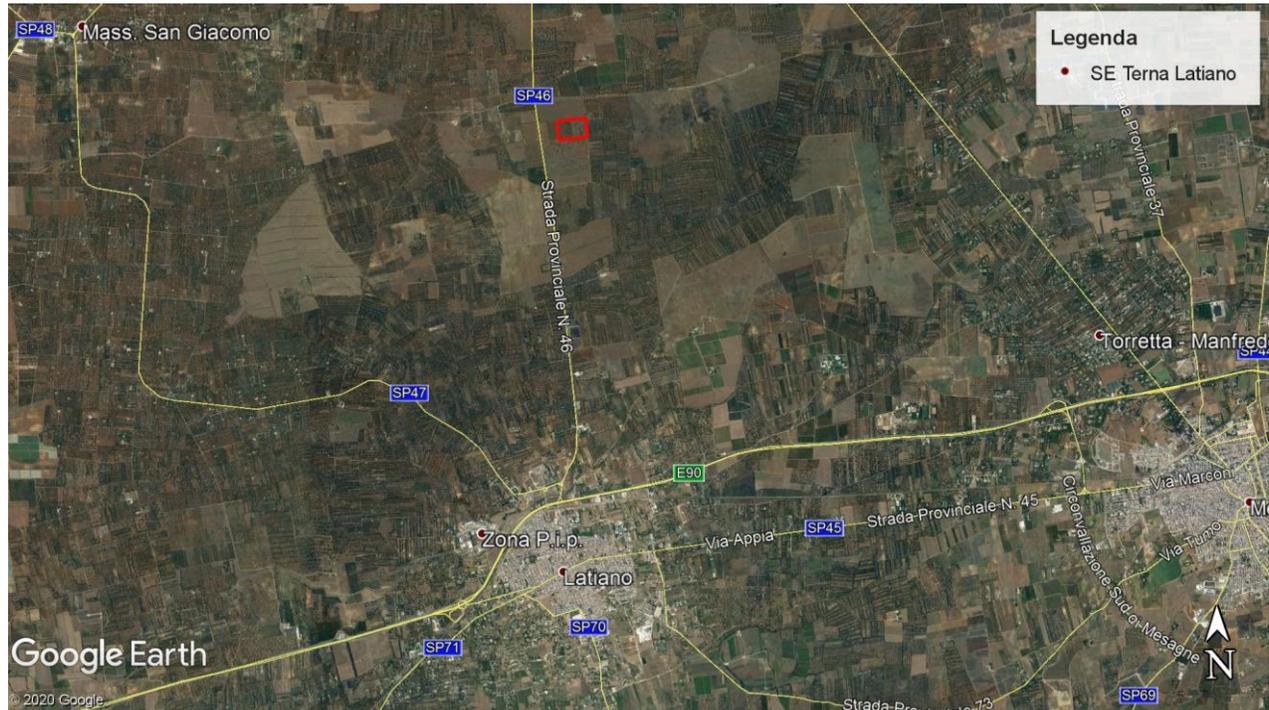
FC

HEPV04 S.r.l.

1. PREMESSA.....	2
2. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	4
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
4. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI	8
5. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA.....	13
6. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	14
7. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO.....	14
8. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE.....	15
9. SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO	16
10. PARAMETRI DI CALCOLO	18
11. ARCHIVIO STRATIGRAFIE	19
12. ARCHIVIO TERRENI	19
13. DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	20
14. VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	21

1. PREMESSA

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno e gli aspetti geotecnici relativi alle strutture di fondazione della SE Terna 380/150 kV di Latiano, in agno di Latiano (BR).

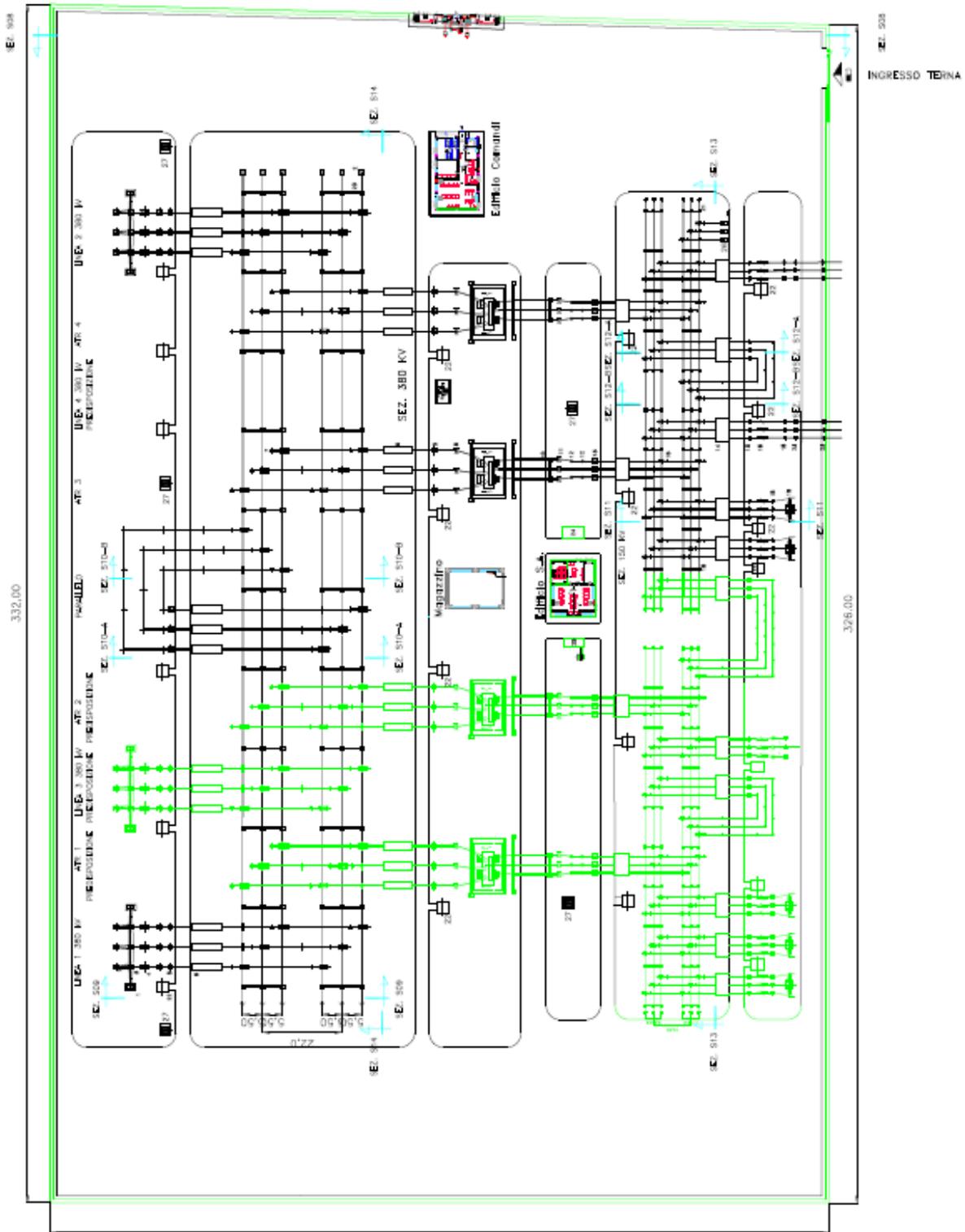


Inquadramento su ortofoto

La SE Terna sarà realizzata con strutture sia prefabbricate che in calcestruzzo armato gettato in opera, ed avrà la configurazione descritta nella relazione generale di calcolo.

Le fondazioni per le strutture in oggetto sono a platea quindi del tipo “superficiale”. Questo per risolvere gli eventuali problemi di tipo costruttivo e di infiltrazione dal basso di acque.

Si riporta di seguito il layout della SE Terna Latiano.

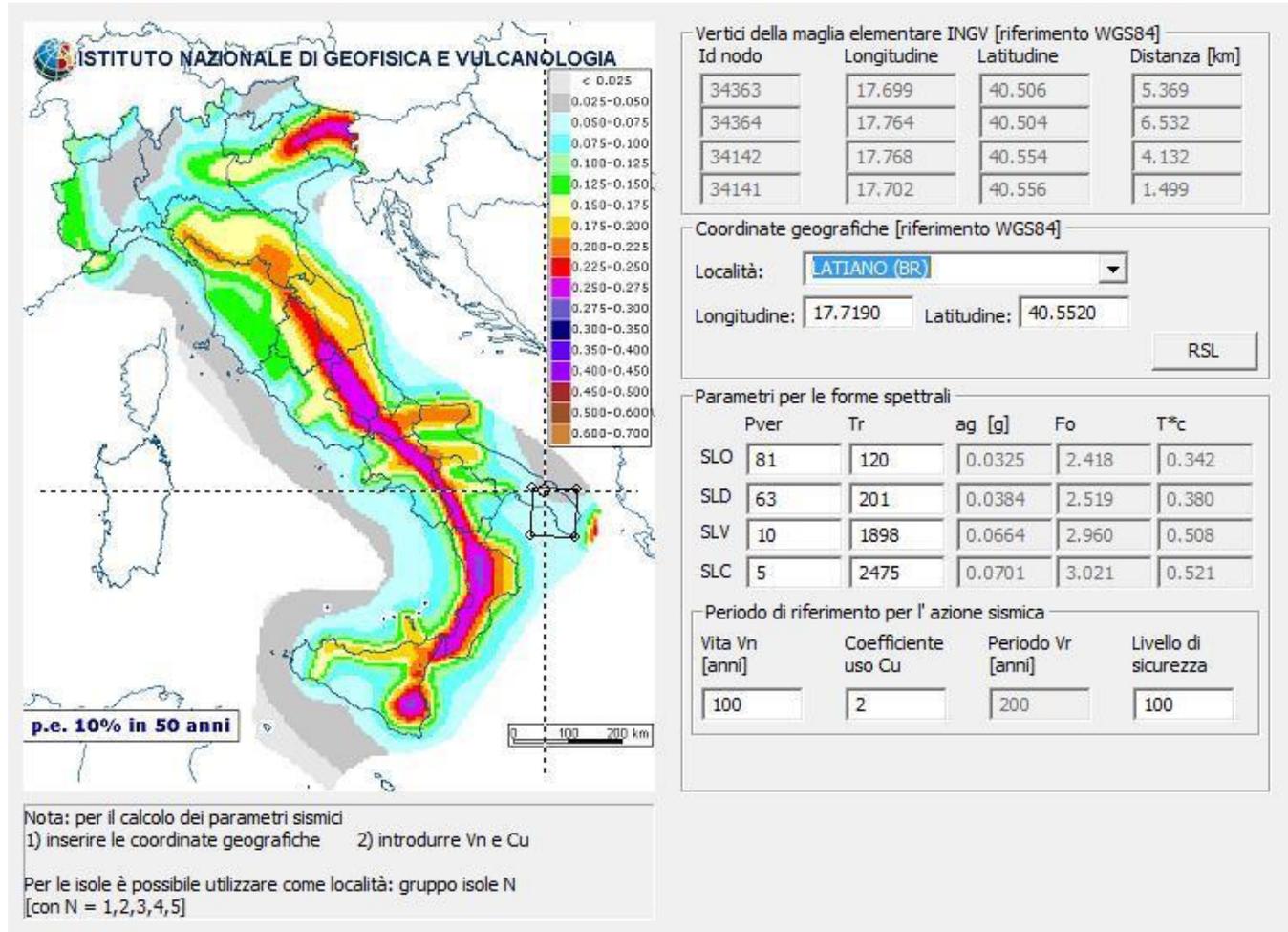


216,00
Layout SE Terna Latiano

2. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Pericolosità sismica

La definizione della pericolosità sismica di base secondo le NTC 2018 si determina attraverso un griglia regolare che copre tutto il territorio nazionale. Nei nodi della griglia l'INGV ha calcolato l'accelerazione sismica massima attesa e in conformità a quest'ultima sono calcolati i parametri di pericolosità sismica.



Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeomorfologico

Il territorio si estende nell'area ovest del capoluogo (Brindisi), a nord del centro abitato di Latiano, posta ad una quota topografica di circa 100 m s.l.m..

L'aspetto morfologico dell'area indagata, rispecchia in larga parte quello tipico del territorio salentino: presenza di alti morfologico-strutturali (Horst), alternati a depressioni morfologiche (Graben), sulle quali si impostano i sedimenti caratterizzanti le formazioni geologiche più recenti.

Il sito d'intervento si estende in un contesto territoriale caratterizzato da una morfologia piuttosto dolce che si movimentata soltanto in corrispondenza degli affioramenti calcarei.

L'idrografia superficiale è assente. le rare linee di deflusso superficiale servono esclusivamente a convogliare le acque meteoriche verso zone topograficamente depresse.

Da un punto di vista geologico, il rilievo ha evidenziato nell'area in esame l'esistenza in affioramento di una sola formazione.

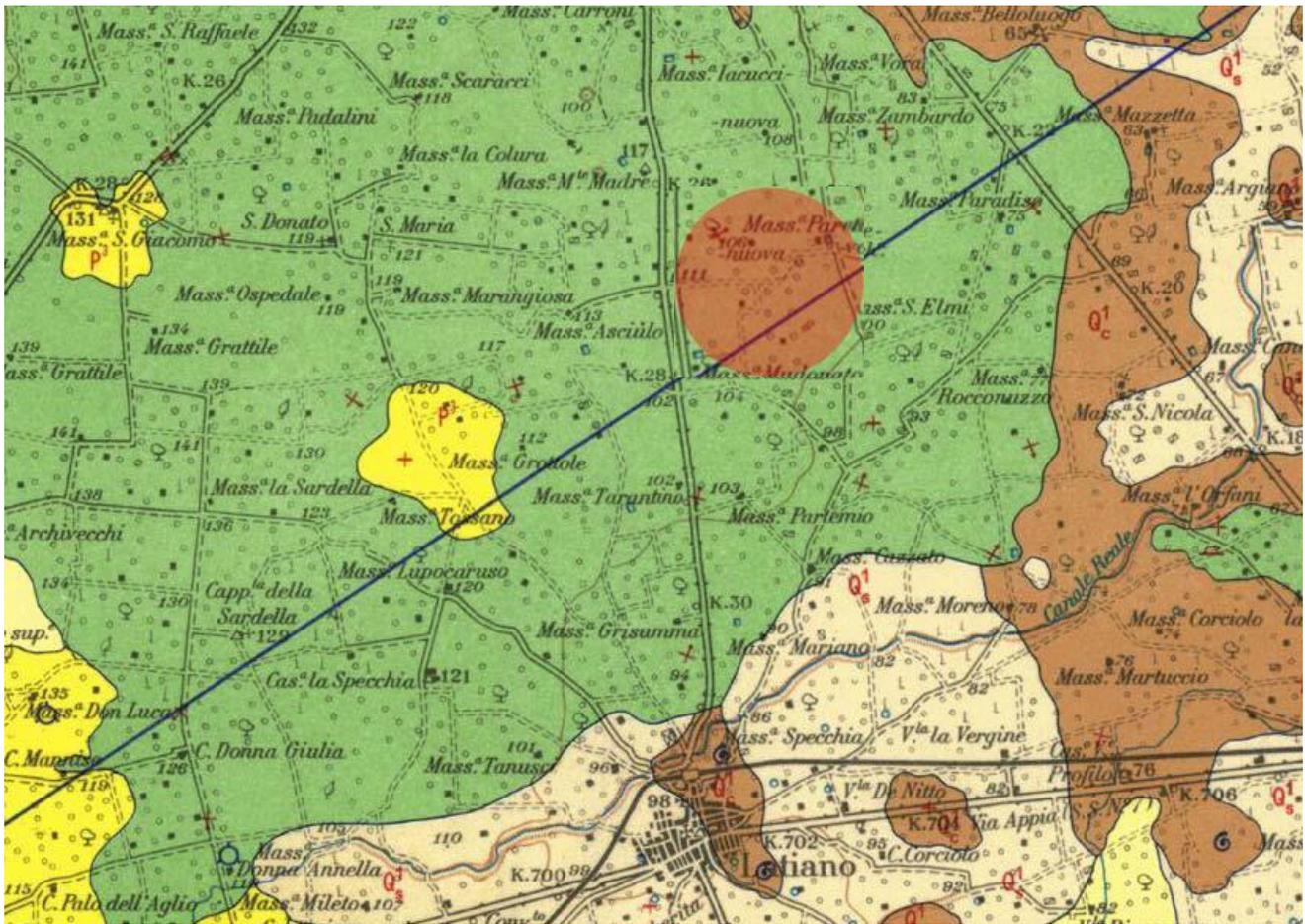
Si tratta di una potente successione carbonatica di piattaforma costituita da strati e banchi di calcari e calcari dolomitici del Cretaceo superiore. Tale successione, che costituisce il deposito più antico dell'area, è riportata nella Cartografia Geologica Ufficiale (foglio 214) nell'unità informale dei "calcari di melissano". per le analogie nei caratteri di litofacies e in accordo con la bibliografia

geologica più recente (Ciaranfi et alii, 1988), tale formazione verrà indicata come Calcari di altamura.

Tale formazione è costituita da calcari bioclastici, bianchi o grigiastri di norma sub-cristallini e tenaci, a luoghi laminari, nei quali si intercalano livelli di calcari dolomitici e dolomie grigio-scure o nocciola. La percentuale di dolomia aumenta in genere gradualmente con la profondità. Essa si presenta con un grado di fratturazione e carsificazione da elevato a basso. Da un punto di vista petrografico questi calcari sono costituiti in prevalenza da micriti più o meno fossilifere ed intraclastiche, raramente da biomicriti. In queste ultime il contenuto in macrofossili è rappresentato da frammenti di molluschi e da rudiste anche di notevole dimensioni. In alcuni campioni nella massa di fondo micritica sono evidenti plaghe chiare dovute a calcite cristallina a grana fine o finissima. la stratificazione è sempre evidente con strati di spessore variabile da 20 a 50 cm, talora si rinvengono banchi fino a 1.5 metri, mentre le pendenze sono estremamente basse con angoli che raramente superano i 10°. Lo stile è caratterizzato da un andamento a pieghe ad ampio raggio di curvatura. In base ai dati forniti dall'AGIP, in seguito alla perforazione petrolifera vicino ugento, lo spessore massimo della formazione si aggira intorno ai 640 metri.

L'origine è biochimica per i calcari e secondaria per le dolomie.

Per quanto riguarda il loro ambiente deposizionale, esso è di mare poco profondo, di piattaforma interna; inoltre, data l'elevata potenza della successione, appare chiaro che l'ambiente di sedimentazione ha potuto mantenersi pressoché immutato per effetto di una costante subsidenza.



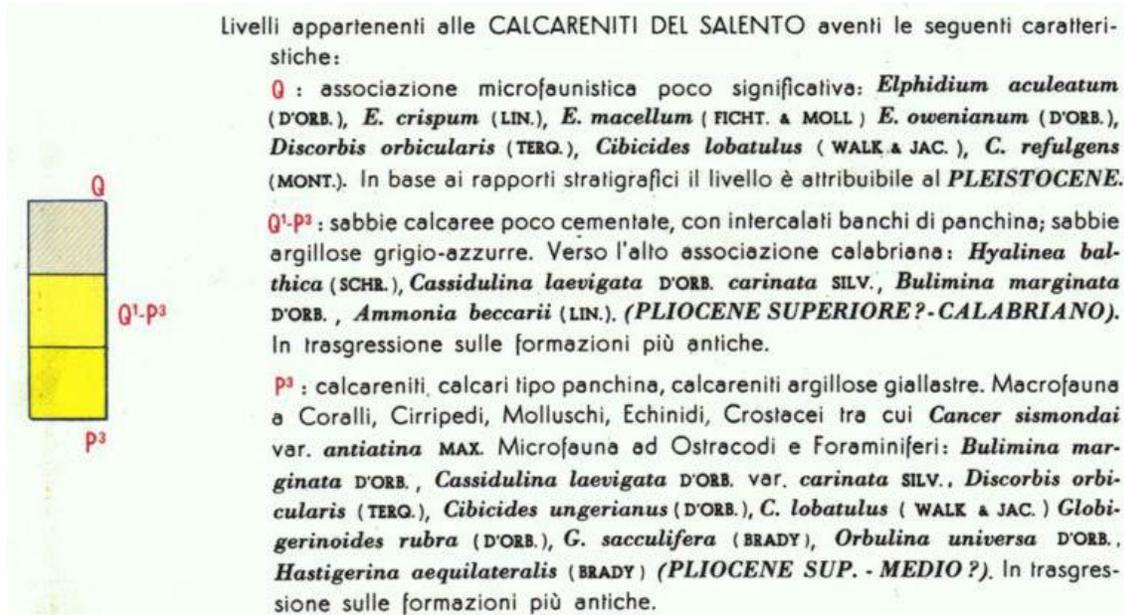
C¹¹⁻⁷

Calcarei compatti a frattura irregolare, grigi e nocciola, talora chiari e porcellanacei; con intercalati calcari dolomitici. Tra i fossili, particolarmente significativi sono *Sauvagesia*, *Durania*, *Joufia reticulata* BOEHM. Microfauna in genere scarse; eccezionalmente si rinvencono *Orbitoides*, *Accordiella conica* FAR., *Cuneolina pavonia* D'ORB. *parva* HENSON (SENONIANO-TURONIANO).
CALCARI DI MELISSANO.



C⁷⁻⁶

Calcarei dolomitici e dolomie grigio-nocciola, a frattura irregolare, calcari grigi spesso vacuolari. Tra i fossili frequente è *Apricardia carantonensis* (D'ORB.) Microfauna scarsa con *Miliolidae*, *Ophthalmidiidae* e *Textulariidae* (CENOMANIANO e forse TURONIANO).
DOLOMIE DI GALATINA.



Stralcio della Carta Geologica d'Italia – Foglio 214 – In rosso l'area di interesse

Dal punto di vista idrogeologico, si è appurata la presenza di una sola falda acquifera profonda conosciuta come falda costiera o carsica ad una profondità di circa 50 m.

Il programma d'indagini geognostiche, per la redazione del presente progetto definitivo, elaborato dal geologo dott. Marcello De Donatis, è stata eseguita in ottemperanza al D.M. 17/01/2018 e al D.M. LL. PP. del 11/03/1988.

Tale attività è stata condotta eseguendo:

- un rilievo di superficie finalizzato all'inquadramento geo-morfologico e idrogeologico;
- un profilo sismico a rifrazione per caratterizzare meccanicamente il litotipo fondale, per una lunghezza di 44 metri;
- un profilo sismico passivo re.mi. per individuare la categoria sismica di suolo.

Per maggiori dettagli sui risultati si rimanda alla relazione geologica redatta dal geologo dott. Marcello De Donatis, documento che costituisce parte integrante della presente relazione geotecnica.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione è stata redatta sulla base dell'interpretazione delle specifiche prove in sito. Dai risultati delle indagini geologiche e dalla caratterizzazione geotecnica si sono desunte le caratteristiche fisico-meccaniche per le unità litostratigrafiche interessate dalla costruzione dell'opera.

Angolo di attrito	(°)	33
R.Q.D.	(%)	47
E, Modulo elastico	(kg/cmq)	90.000
Coesione	(kg/cmq)	1.2
Peso di volume	(gr/cmc)	2.37
Modulo di Poisson		0.35
Modulo di reazione	(Kg/cmc)	10.0

Caratteristiche geotecniche dei substrati rinvenuti nel sito di interesse

Avendo riscontrato che l'indagine geofisica di riferimento ha evidenziato per l'area in esame una profondità del bedrock rigido inferiore a 3 m, si ricava una attribuzione alla categoria di suolo "A":
"ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m"

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

4. 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:

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

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

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

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

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

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 :

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

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

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

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

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

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

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

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

- N_q, N_c, N_γ fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento

- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

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

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

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

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

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

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

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

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

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

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

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

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

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

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

Formulazione di Vesic (1975)

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

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

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

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

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

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

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

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

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

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

Formulazione di Brinch-Hansen

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

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

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

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

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

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

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

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

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

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

Formulazione Eurocodice 7

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

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



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

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

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

- se H è parallela al lato B si ha:

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

- se H è parallela al lato L si ha:

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

- 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:

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

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:

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

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

5. 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:

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

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:

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

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

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

Formulazione di Terzaghi (1943)

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

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

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

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

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

6. 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:

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

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.

7. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

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

possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

8. 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 $w_{Lib.}$).

9. SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento

- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

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

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

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

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

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- C_{mb} numero della combinazione di carico e tipologia
- N_{odo} vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- $Car. Netto$ valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- $Cedimento/i$ valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp,i}$ mentre il secondo al cedimento $w_{Lib,i}$)

10. PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

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

- Coeff. parziale di sicurezza Fc (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:**APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)**

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

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

- Coeff. M1 per Tan ϕ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 50,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

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

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

11. ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 1

Profondità falda: assente

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

12. ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Ammasso calcareo**

Comportamento del terreno: litoide (roccia)

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Poisson	RQD	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2,370 E-3	2,370 E-3	33,000	1,200	90,000	0,350	47,0	0,00

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. 1	Platea	001	120.000	91.253	240.000	6540.082	4	1
Platea n. 2	Platea	001	120.000	104.514	240.000	8578.993	4	1
Platea n. 3	Platea	001	120.000	86.352	240.000	5856.497	4	1
Platea n. 4	Platea	001	120.000	91.071	240.000	6514.036	4	1
Platea n. 5	Platea	001	120.000	103.777	240.000	8458.448	4	1
Platea n. 6	Platea	001	120.000	92.430	240.000	6709.873	4	1
Platea n. 7	Platea	001	120.000	82.157	240.000	5301.251	4	1
Platea n. 8	Platea	001	120.000	91.438	240.000	6566.609	4	1
Platea n. 9	Platea	001	120.000	100.252	240.000	7893.613	4	1
Platea n. 10	Platea	001	120.000	95.683	240.000	7190.547	4	1
Platea n. 11	Platea	001	120.000	88.386	240.000	6135.534	4	1
Platea n. 12	Platea	001	120.000	90.016	240.000	6363.954	4	1
Platea n. 13	Platea	001	120.000	88.656	240.000	6173.204	4	1
Platea n. 14	Platea	001	120.000	102.782	240.000	8297.055	4	1
Platea n. 15	Platea	001	120.000	91.239	240.000	6538.117	4	1
Platea n. 16	Platea	001	120.000	87.397	240.000	5999.094	4	1
Platea n. 17	Platea	001	120.000	88.741	240.000	6184.948	4	1
Platea n. 18	Platea	001	120.000	90.963	240.000	6498.594	4	1
Platea n. 19	Platea	001	120.000	91.075	240.000	6514.573	4	1
Platea n. 20	Platea	001	120.000	91.646	240.000	6596.540	4	1
Platea n. 21	Platea	001	120.000	86.506	240.000	5877.411	4	1
Platea n. 22	Platea	001	120.000	92.783	240.000	6761.298	4	1
Platea n. 23	Platea	001	120.000	86.706	240.000	5904.548	4	1
Platea n. 24	Platea	001	120.000	87.109	240.000	5959.602	4	1
Platea n. 25	Platea	001	120.000	93.576	240.000	6877.380	4	1
Platea n. 26	Platea	001	120.000	91.576	240.000	6586.542	4	1
Platea n. 27	Platea	001	120.000	90.783	240.000	6472.923	4	1
Platea n. 28	Platea	001	120.000	93.106	240.000	6808.432	4	1
Platea n. 29	Platea	001	120.000	94.499	240.000	7013.655	4	1
Platea n. 30	Platea	001	120.000	73.900	240.000	4289.167	4	1
Platea n. 31	Platea	001	120.000	89.343	240.000	6269.222	4	1
Platea n. 32	Platea	001	120.000	87.536	240.000	6018.178	4	1
Platea n. 33	Platea	001	120.000	89.940	240.000	6353.226	4	1
Platea n. 34	Platea	001	120.000	93.781	240.000	6907.413	4	1
Platea n. 35	Platea	001	120.000	87.926	240.000	6071.873	4	1
Platea n. 36	Platea	001	120.000	96.098	240.000	7253.070	4	1
Platea n. 37	Platea	001	120.000	86.354	240.000	5856.727	4	1
Platea n. 38	Platea	001	120.000	88.383	240.000	6135.152	4	1
Platea n. 39	Platea	001	120.000	90.122	240.000	6378.987	4	1
Platea n. 40	Platea	001	120.000	95.863	240.000	7217.568	4	1
Platea n. 41	Platea	001	120.000	89.831	240.000	6337.890	4	1
Platea n. 42	Platea	001	120.000	92.837	240.000	6769.123	4	1
Platea n. 43	Platea	001	120.000	87.478	240.000	6010.205	4	1
Platea n. 44	Platea	001	120.000	91.498	240.000	6575.199	4	1
Platea n. 45	Platea	001	120.000	91.740	240.000	6610.154	4	1
Platea n. 46	Platea	001	120.000	89.628	240.000	6309.176	4	1
Platea n. 47	Platea	001	120.000	89.988	240.000	6359.982	4	1
Platea n. 48	Platea	001	120.000	89.043	240.000	6227.198	4	1
Platea n. 49	Platea	001	120.000	88.441	240.000	6143.276	4	1
Platea n. 50	Platea	001	120.000	71.777	240.000	4046.292	4	1
Platea n. 51	Platea	001	120.000	95.686	240.000	7191.007	4	1
Platea n. 52	Platea	001	120.000	95.974	240.000	7234.381	4	1
Platea n. 53	Platea	001	120.000	87.069	240.000	5954.127	4	1
Platea n. 54	Platea	001	120.000	91.924	240.000	6636.623	4	1
Platea n. 55	Platea	001	120.000	85.261	240.000	5709.416	4	1
Platea n. 56	Platea	001	120.000	88.267	240.000	6119.041	4	1
Platea n. 57	Platea	001	120.000	90.783	240.000	6472.923	4	1
Platea n. 58	Platea	001	120.000	92.251	240.000	6683.979	4	1
Platea n. 59	Platea	001	120.000	91.748	240.000	6611.313	4	1
Platea n. 60	Platea	001	120.000	94.657	240.000	7037.114	4	1
Platea n. 61	Platea	001	120.000	91.041	240.000	6509.810	4	1

tel +39 0832 760144

Cell. +39 340 924 3575

pec 4ideasrl@pec.it - info@studioideaassociati.it

studiocalcarella@gmail.com - fabio.calcarella@gmail.com



Platea n. 62	Platea	001	120.000	89.848	240.000	6340.322	4	1
Platea n. 63	Platea	001	120.000	91.295	240.000	6546.062	4	1
Platea n. 64	Platea	001	120.000	91.436	240.000	6566.421	4	1
Platea n. 65	Platea	001	120.000	82.002	240.000	5281.247	4	1
Platea n. 66	Platea	001	120.000	104.484	240.000	8574.182	4	1
Platea n. 67	Platea	001	120.000	85.744	240.000	5774.213	4	1
Platea n. 68	Platea	001	120.000	93.506	240.000	6867.000	4	1
Platea n. 69	Platea	001	120.000	89.358	240.000	6271.228	4	1
Platea n. 70	Platea	001	120.000	92.495	240.000	6719.293	4	1
Platea n. 71	Platea	001	120.000	71.924	240.000	4062.866	4	1
Platea n. 72	Platea	001	120.000	95.492	240.000	7161.802	4	1
Platea n. 73	Platea	001	120.000	100.614	240.000	7950.689	4	1
Platea n. 74	Platea	001	120.000	90.783	240.000	6472.926	4	1
Platea n. 75	Platea	001	120.000	92.237	240.000	6681.836	4	1
Platea n. 76	Platea	001	120.000	89.949	240.000	6354.486	4	1
Platea n. 77	Platea	001	120.000	89.778	240.000	6330.336	4	1
Platea n. 78	Platea	001	120.000	92.623	240.000	6737.964	4	1
Platea n. 79	Platea	001	120.000	92.835	240.000	6768.846	4	1
Platea n. 80	Platea	001	120.000	91.975	240.000	6644.050	4	1
Platea n. 81	Platea	001	120.000	93.135	240.000	6812.666	4	1
Platea n. 82	Platea	001	120.000	90.783	240.000	6472.925	4	1
Platea n. 83	Platea	001	120.000	92.274	240.000	6687.238	4	1
Platea n. 84	Platea	001	120.000	76.718	240.000	4622.554	4	1
Platea n. 85	Platea	001	120.000	89.561	240.000	6299.828	4	1
Platea n. 86	Platea	001	120.000	89.836	240.000	6338.526	4	1
Platea n. 87	Platea	001	120.000	85.611	240.000	5756.413	4	1
Platea n. 88	Platea	001	120.000	91.729	240.000	6608.574	4	1
Platea n. 89	Platea	001	120.000	93.649	240.000	6887.985	4	1
Platea n. 90	Platea	001	120.000	88.633	240.000	6169.990	4	1
Platea n. 91	Platea	001	120.000	86.082	240.000	5819.912	4	1
Platea n. 92	Platea	001	120.000	91.167	240.000	6527.717	4	1
Platea n. 93	Platea	001	120.000	89.203	240.000	6249.507	4	1
Platea n. 94	Platea	001	120.000	90.104	240.000	6376.374	4	1
Platea n. 95	Platea	001	120.000	92.826	240.000	6767.577	4	1
Platea n. 96	Platea	001	120.000	92.812	240.000	6765.516	4	1
Platea n. 97	Platea	001	120.000	95.645	240.000	7184.833	4	1
Platea n. 98	Platea	001	120.000	91.062	240.000	6512.713	4	1
Platea n. 99	Platea	001	120.000	89.996	240.000	6361.225	4	1

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm
Macro n. 1	Macro-Platea	001	120.000	576.000	240.000	712.000	712.000

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: 1

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

$$\text{Sgm. Lt (tens. litostatica)} = -1.5415 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Qlim} = \text{Qlim c} + \text{Qlim q} + \text{Qlim g} + \text{Qres P} = 5.5425 + 0.8804 + 2.0971 + 0.0000$$

$$\text{Qmax} / \text{Qlim} = 0.8268 / 8.5199 = 0,097 \text{ Ok (Cmb. n. 001)}$$

$$\text{TB} / \text{TBlim} = 0.0 / 563341.9 = 0,000 \text{ Ok (Cmb. n. 001)}$$

tel +39 0832 760144

Cell. +39 340 924 3575

pec 4ideasrl@pec.it - info@studioideaassociati.it

studiocalcarella@gmail.com - fabio.calcarella@gmail.com

TL / TLlim = 0.0 / 563341.9 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.003	0.007	0.0	0.0	-529775.9	-0.8267	-0.8268

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -1.5415 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 5.5425 + 0.8804 + 2.0971 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6383 / 8.5199 = 0,075 Ok (Cmb. n. 011)

TB / TBlim = 1228.9 / 515935.9 = 0,002 Ok (Cmb. n. 013)

TL / TLlim = 1229.0 / 515935.9 = 0,002 Ok (Cmb. n. 024)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
011	SLV A1	Si	0.373	0.119	1228.9	368.7	-407519.9	-0.6335	-0.6383
013	SLV A1	Si	-0.368	0.119	-1228.9	368.7	-407520.0	-0.6335	-0.6383
024	SLV A1	Si	0.114	-0.363	368.7	-1229.0	-407520.0	-0.6338	-0.6380

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -1.5415 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 5.5425 + 0.8804 + 2.0971 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.6376 / 8.5199 = 0,075 Ok (Cmb. n. 043)

TB / TBlim = 894.0 / 515936.0 = 0,002 Ok (Cmb. n. 045)

TL / TLlim = 891.8 / 515936.0 = 0,002 Ok (Cmb. n. 054)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
043	SLD	Si	0.272	0.088	894.0	267.6	-407520.0	-0.6342	-0.6376
045	SLD	Si	-0.267	0.088	-894.0	267.6	-407520.0	-0.6342	-0.6376
054	SLD	Si	-0.078	-0.261	-268.2	-891.8	-407520.0	-0.6344	-0.6375