

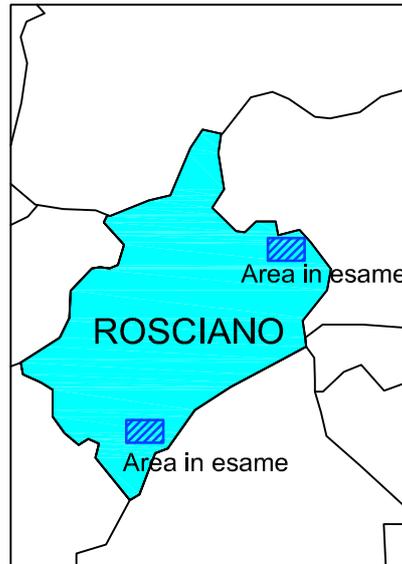


AZIENDA COMPRESORIALE ACQUEDOTTISTICA S.p.A.
SOCIETA' IN HOUSE PROVIDING

REGIONE
ABRUZZO



Comune di Rosciano



INTERVENTO REALIZZAZIONE SISTEMA DEPURATIVO IN LOCALITÀ VILLA OLIVETI E RETE FOGNARIA PER COLLEGAMENTO NUOVO DEPURATORE

PROGETTO ESECUTIVO

| | | |
|---|--|---|
| Commessa | RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI | Tavola N° |
| | | STR.A |
| Data | | Scala |
| | | Formato |
| Agg. | | |
| <p>Questo elaborato grafico e tutte le sue informazioni sono strettamente riservate, pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta dei redattori, da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui sono state fornite.</p> | | <p>IL PROGETTISTA</p> <p>Dott. Ing. Eraldo Mammarella</p> |

REGIONE ABRUZZO

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Oggetto: Progetto per la realizzazione nuovo depuratore comunale in localita'
Villa Oliveti

Committente: Amministrazione Comunale di Rosciano (PE)

Progettista strutture: Ing. Eraldo Mammarella

PREMESSA

La presente relazione viene elaborata ai sensi del D.M. 17.01.2018.

Il progetto in esame è relativo alla realizzazione di un nuovo impianto di depurazione sito in località Villa Oliveti nel comune di Rosciano, in provincia di Pescara.

Nelle costruzioni esistenti adiacenti, oltre che in quella oggetto dell'intervento, non sono presenti, né si sono verificati in passato, importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti della fondazione o della struttura.

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il progetto in esame è relativo alla realizzazione di un nuovo impianto di depurazione sito in località Villa Oliveti nel comune di Rosciano, in provincia di Pescara.

Nello specifico, si fa riferimento a opere strutturali in calcestruzzo armato di seguito distinte:

- 1) fondazione in c.a. di un box ad uso servizi;
- 2) struttura in c.a. a servizio di un box idratazione metallica dei fanghi;
- 3) struttura in c.a. per il pretrattamento;
- 4) struttura in c.a. per il monoblocco disinfezione.
- 5) struttura in c.a. per sostegno microfiltri
- 6) fondazione in c.a. per sostegno box lavaocchi

- 7) fondazione in c.a. per locale compressori
- 8) fondazione in c.a. per locale quadro generale
- 9) fondazione in c.a. per ispessitore

Relativamente alla struttura n°1, si tratta di una platea in c.a. di dimensioni 250x360x25 cm, sulla quale poggia il sopracitato box ad uso servizi.

La struttura n°2 è composta da un basamento in c.a. 700x700x50 cm, sul quale poggiano 4 pilastri in c.a. con relative travi e solaio di copertura in latero- cemento 20+4 cm.

La struttura n°3 è invece composta da un insieme di vasche in c.a., con fondazione di spessore 30 cm, pareti perimetrali (parzialmente controterra) da 25 cm di spessore, e setti interni di separazione da 20 cm. Gli orizzontamenti (ove presenti) sono previsti in solette piene in c.a. da 20 cm di spessore.

La struttura n°4 è simile alla n°3, ma di dimensioni estremamente superiori; è composta da un insieme di vasche in c.a., con fondazioni di spessore 40 cm (su due diversi livelli distanti 80 cm), pareti perimetrali (parzialmente controterra) da 3 cm di spessore, e setti interni di separazione da 30, 20 e 15 cm. Gli orizzontamenti (ove presenti) sono previsti in solette piene in c.a. da 20 cm di spessore

La struttura n°5 è una platea in c.a. di dimensioni 500x600x30 cm con nervature esterne, giuntata sismicamente dalla n°4, a sostegno di microfiltri

Relativamente alla struttura n°6, si tratta di una platea in c.a. di dimensioni 530x200x25 cm, sulla quale poggia il sopracitato box lavaocchi.

Relativamente alla struttura n°7, si tratta di una platea in c.a. di dimensioni 800x260x25 cm, sulla quale poggia un box prefabbricato con all'interno dei compressori

Relativamente alla struttura n°8, si tratta di una platea in c.a. di dimensioni 380x260x25 cm, sulla quale poggia un box prefabbricato con all'interno il locale quadro generale.

Relativamente alla struttura n°9, si tratta di una platea in c.a. di dimensioni 350x350x30 cm, sulla quale poggia un ispessitore.

Relativamente ai materiali, per tutte le opere il calcestruzzo sarà di classe C25/30 e l'acciaio B450C.

STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In base alla raccolta storica dei dati disponibili, e con l'ausilio della relazione geologica, è stato possibile ricostruire la stratigrafia della zona in questione, che risulta così composta:

| Litologie | Prof. (m) | Gam (T/m ³) | Gams (T/m ³) | Fi (°) | cu (Kg/cm ²) | Ey (Kg/cm ²) | Ed (Kg/cm ²) | Ni |
|------------------|--------------|----------------------------|-----------------------------|-----------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------|
| Terreno vegetale | 0.40 | 1.39 | 1.83 | - | - | - | - | 0.35 |
| Limo sabbioso | 0.80 | 1.63 | 1.86 | 20.86 | 0.19 | 14.1 | 37.5 | 0.35 |
| Ghiaie fluviali | 10.00 | 2.09 | 2.25 | 34.43 | 1.76 | 307.5 | 80.87 | 0.3 |

Non è stata riscontrata alle profondità interessate dal progetto presenza di falde freatiche (profondità di circa 4 m dal p.c.).

In base ai valori riportati nella relazione geologica, il terreno di fondazione rientra nella categoria "terreno di classe C", per una categoria topografica T1.

Per le opere n°1 e n°2, e parzialmente per le opere n°3 e n°4, essendo il piano di posa tale da non superare lo strato vegetale, e raggiungere quindi il limo sabbioso, è stato realizzato uno strato di spessore idoneo di sottofondo misto di fiume costipato.

Nello specifico, sarà utilizzato materiale selezionato appartenente esclusivamente ai gruppi A₁ ed A₃ opportunamente compattato; il materiale appartenente al gruppo A₃ presenterà un coefficiente di uniformità (D₆₀/D₁₀) maggiore o uguale a 7.

Le caratteristiche di tale terreno sono state considerate, a favore di sicurezza, pari a $\Phi=25^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$.

CRITERI DI PROGETTO

Il progetto delle fondazioni dell'opera è stato concepito in relazione sia allo sviluppo delle strutture in elevazione e alle modalità costruttive dell'opera stessa, sia alle particolari condizioni idrogeologiche e morfologiche del lotto.

La soluzione scelta tiene in conto dei carichi trasmessi dalle opere al terreno di fondazione, le cui tensioni generate sono al di sotto di quelli ammissibili.

Comunque le opere di fondazione possiedono i seguenti requisiti:

- a) lo stato di tensione indotto nel terreno è compatibile con le caratteristiche di resistenza del terreno stesso, nella situazione iniziale ed in quelle che potranno presumibilmente svilupparsi nel tempo ($P_{max} < P_{amm}$);
- b) gli spostamenti delle strutture di fondazione sono compatibili con i prefissati livelli di sicurezza e con la funzionalità delle strutture in elevazione.

Verifiche SLU

Si è proceduto alla verifica del collasso per carico limite del terreno di fondazione nei confronti dello stato limite ultimo (SLU), secondo quanto stabilito dalle norme tecniche del D.M.17.01.2018; in particolare, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore dell'azione di progetto e R_d il valore di progetto della resistenza del terreno. Sono definiti tre gruppi di coefficienti: i coefficienti tipo A (A1 e A2) per le azioni (o i loro effetti), i coefficienti M (M1 ed M2) per i parametri geotecnici del terreno, ed i coefficienti R (R1, R2 ed R3) per le resistenze del terreno.

La normativa prevede due possibili approcci per la verifica di tale stato limite ultimo: un *approccio 1*, nel quale si utilizza la combinazione 1 (A1 – M1 – R1) per il dimensionamento strutturale e la combinazione 2 (A2 – M2 – R2) per quello geotecnico; un *approccio 2* nel quale la combinazione (A1 – M1 – R3) è valevole per entrambe tali verifiche.

Per l'intervento in questione è stato scelto di applicare l'approccio 2, il quale prevede di combinare le azioni secondo i coefficienti γ del gruppo A1 (i quali sono gli stessi utilizzati per le verifiche SLU della sovrastruttura, riportate nella relazione di calcolo), di ridurre i parametri geotecnici del terreno secondo i coefficienti M1 (tutti pari ad 1) e di dividere la capacità portante del terreno secondo il coefficiente R3, pari a 2.3.

Le combinazioni sismiche SLV vanno considerate sempre con i coefficienti parziali γ pari ad 1 (vedere relazione tecnica).

Per quanto concerne la verifica SLU di tipo geotecnico nei confronti della stabilità globale e della traslazione, a causa delle dimensioni della struttura e dell'assenza di scarpate e pendii sul sito in questione essa è stata considerata automaticamente verificata.

Il D.M.2018 prevede, al capitolo 6 relativo alle opere geotecniche, che vadano effettuate anche delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici, in particolare nei confronti dei possibili fenomeni di sollevamento o di sifonamento. Tuttavia, a causa dell'assenza della falda per le profondità interessanti le fondazioni, non risultano possibili tali fenomeni.

Verifiche SLE

Per quanto concerne le verifiche agli stati limite di esercizio SLE, il D.M.2018 prevede che venga rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore dell'azione di progetto e C_d il valore limite dell'effetto delle azioni.

A tale scopo sono state applicate alla struttura le combinazioni previste per la verifica SLD/SLE (tutte riportate nella relazione di calcolo); il programma F.E.M. utilizzato per il calcolo ha di conseguenza stimato spostamenti e distorsioni verificandone la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Eventuali cedimenti delle strutture di fondazione sono compatibili con i prefissati livelli di sicurezza e con la funzionalità delle strutture in elevazione.

L'opera in progetto non ha alcuna influenza negativa sulle fondazioni e sulle costruzioni esistenti nelle vicinanze, garantendo sicurezza e funzionalità degli edifici presenti nella zona ed in generale del territorio interessato dal progetto in questione.

Il sito indagato non presenta segni di cedimento in atto o potenziale, non sono presenti segni di dissesto idrogeologico o di movimenti franosi pregressi e i fabbricati posti nelle immediate vicinanze non mostrano fenomeni di cedimenti strutturali.

CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI

1) Fondazione in c.a. di un box ad uso servizi

La verifica della portanza del terreno è stata quindi condotta in condizioni drenate e in termini di tensioni efficaci per una fondazione del tipo platea.

Ai fini del calcolo è stata considerata una platea in c.a. con un piano di posa a circa -0.35 m dal p.c.; come sopra riportato, per tale opera essendo il piano di posa tale da non superare lo strato vegetale, e raggiungere quindi il limo sabbioso, è stato realizzato uno strato di spessore idoneo di sottofondo misto di fiume costipato.

Nello specifico, sarà utilizzato materiale selezionato appartenente esclusivamente ai gruppi A₁ ed A₃ opportunamente compattato; il materiale appartenente al gruppo A₃ presenterà un coefficiente di uniformità (D_{60}/D_{10}) maggiore o uguale a 7.

Le caratteristiche di tale terreno sono state considerate, a favore di sicurezza, pari a $\phi=25^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88$$

$$s_q = 1.33 \quad s_\gamma = 0.71 \quad s_c = 1.37$$

$$q_{lim} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

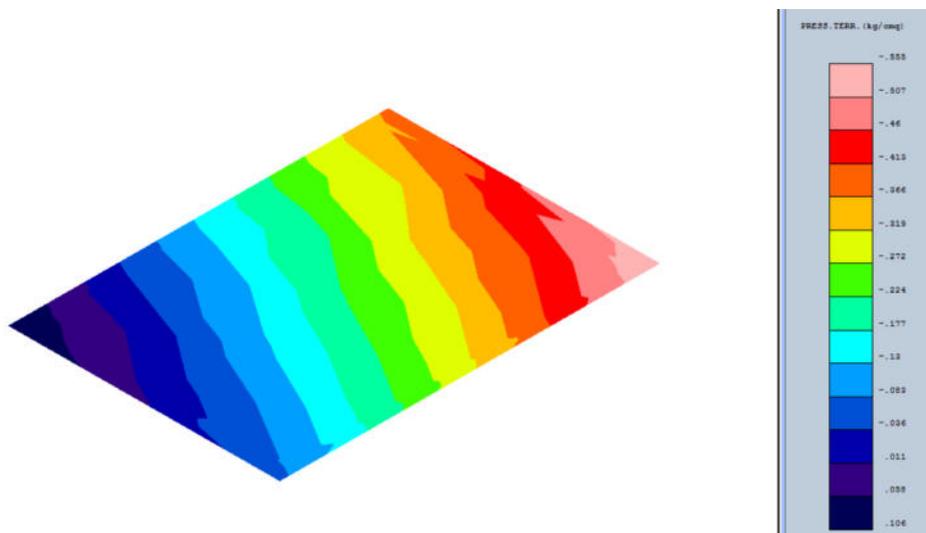
$$q_{max} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s = 2.62 \text{ kg/cm}^2$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{lim} = q_{max} / 2.3 = 1.14 \text{ kg/cm}^2$$

Come precedentemente riportato, le azioni vanno combinate secondo i coefficienti γ del gruppo A1, ad esclusione delle combinazioni sismiche per lo SLV, i cui coefficienti parziali γ sono pari all'unità.

Nella figura è riportato graficamente l'andamento delle tensioni sul terreno ottenuto involucando le combinazioni ora descritte:



Distribuzione tensioni sul terreno

La massima tensione agente sul terreno è inferiore alla resistenza di progetto; la verifica a carico limite si ritiene quindi soddisfatta.

Il terreno di fondazione non subirà rimaneggiamenti e deterioramenti durante i lavori.

2) Struttura in c.a. a servizio di un box idratazione metallica dei fanghi

La verifica della portanza del terreno è stata quindi condotta in condizioni drenate e in termini di tensioni efficaci per una fondazione del tipo platea.

Ai fini del calcolo è stata considerata una platea in c.a. con un piano di posa a circa -0.6 m dal p.c.; come sopra riportato, per tale opera essendo il piano di posa tale da non superare lo strato vegetale, e raggiungere quindi il limo sabbioso, è stato realizzato uno strato di spessore idoneo di sottofondo misto di fiume costipato.

Nello specifico, sarà utilizzato materiale selezionato appartenente esclusivamente ai gruppi A₁ ed A₃ opportunamente compattato; il materiale appartenente al gruppo A₃ presenterà un coefficiente di uniformità (D₆₀/D₁₀) maggiore o uguale a 7.

Le caratteristiche di tale terreno sono state considerate, a favore di sicurezza, pari a $\Phi=25^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88$$

$$s_q = 1.47 \quad s_\gamma = 0.60 \quad s_c = 1.51$$

$$q_{lim} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

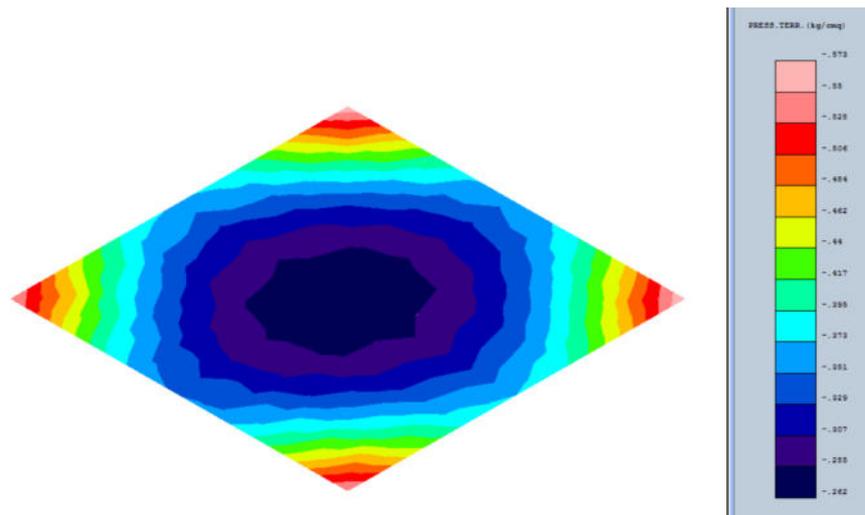
$$q_{max} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma = 5.76 \text{ kg/cmq}$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{lim} = q_{max} / 2.3 = \mathbf{2.50 \text{ kg/cmq}}$$

Come precedentemente riportato, le azioni vanno combinate secondo i coefficienti γ del gruppo A1, ad esclusione delle combinazioni sismiche per lo SLV, i cui coefficienti parziali γ sono pari all'unità.

Nella figura è riportato graficamente l'andamento delle tensioni sul terreno ottenuto involupando le combinazioni ora descritte:



Distribuzione tensioni sul terreno

La massima tensione agente sul terreno è inferiore alla resistenza di progetto; la verifica a carico limite si ritiene quindi soddisfatta.

Il terreno di fondazione non subirà rimaneggiamenti e deterioramenti durante i lavori.

3) Struttura in c.a. per il pretrattamento

La verifica della portanza del terreno è stata quindi condotta in condizioni drenate e in termini di tensioni efficaci per una fondazione del tipo platea (considerando trascurabile la coesione non drenata). Ai fini del calcolo è stata considerata:

- una platea in c.a. con un piano di posa a circa -1.25 m dal p.c. per la porzione di vasca a quota maggiore; come sopra riportato, per tale opera essendo il piano di posa tale da non superare lo strato vegetale, e raggiungere quindi il limo sabbioso, è stato realizzato uno strato di spessore idoneo di sottofondo misto di fiume costipato;
- una platea in c.a. con un piano di posa a circa -2.75 m dal p.c. per la porzione di vasca a quota inferiore.

Nel primo caso, le caratteristiche di tale terreno sono state considerate, a favore di sicurezza, pari a $\Phi=25^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88$$

$$s_q = 1.22 \quad s_\gamma = 0.81 \quad s_c = 1.25$$

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

$$q_{\max} = \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s = 4.41 \text{ kg/cmq}$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{\text{lim}} = q_{\max} / 2.3 = \mathbf{1.92 \text{ kg/cmq}}$$

Nel secondo caso, le caratteristiche di tale terreno sono state considerate pari a $\Phi=20^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.7 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88$$

$$s_q = 1.16 \quad s_\gamma = 0.83 \quad s_c = 1.19$$

$$q_{\text{lim}} = \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

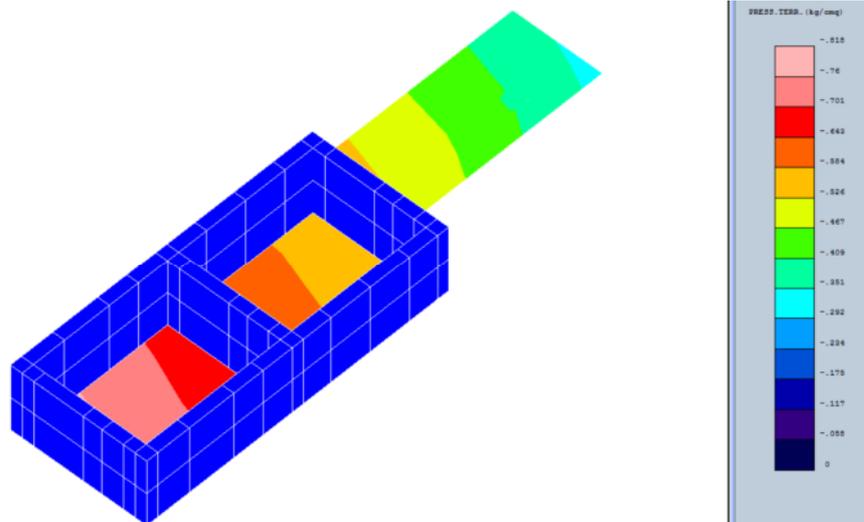
$$q_{\max} = \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s = 4.56 \text{ kg/cmq}$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{\text{lim}} = q_{\max} / 2.3 = \mathbf{1.98 \text{ kg/cmq}}$$

Come precedentemente riportato, le azioni vanno combinate secondo i coefficienti γ del gruppo A1, ad esclusione delle combinazioni sismiche per lo SLV, i cui coefficienti parziali γ sono pari all'unità.

Nella figura è riportato graficamente l'andamento delle tensioni sul terreno ottenuto involupando le combinazioni ora descritte:



Distribuzione tensioni sul terreno

La massima tensione agente sul terreno è inferiore alla resistenza di progetto; la verifica a carico limite si ritiene quindi soddisfatta.

Il terreno di fondazione non subirà rimaneggiamenti e deterioramenti durante i lavori.

4) Struttura in c.a. per il monoblocco disinfezione

La verifica della portanza del terreno è stata quindi condotta in condizioni drenate e in termini di tensioni efficaci per una fondazione del tipo platea (considerando trascurabile la coesione non drenata). Ai fini del calcolo è stata considerata:

- una platea in c.a. con un piano di posa a circa -1.65 m dal p.c. per la porzione di vasca a quota maggiore; come sopra riportato, per tale opera essendo il piano di posa tale da non superare lo strato vegetale, e raggiungere quindi il limo sabbioso, è stato realizzato uno strato di spessore idoneo di sottofondo misto di fiume costipato;
- una platea in c.a. con un piano di posa a circa -2.45 m dal p.c. per la porzione di vasca a quota inferiore.

Nel primo caso, le caratteristiche di tale terreno sono state considerate, a favore di sicurezza, pari a $\Phi=25^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88$$

$$s_q = 1.25 \quad s_\gamma = 0.78 \quad s_c = 1.28$$

$$q_{lim} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma}$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

$$q_{max} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} = 7.59 \text{ kg/cmq}$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{lim} = q_{max} / 2.3 = \mathbf{3.30 \text{ kg/cmq}}$$

Nel secondo caso, le caratteristiche di tale terreno sono state considerate pari a $\Phi=20^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.7 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_{\gamma} = 10.88$$

$$s_q = 1.23 \quad s_{\gamma} = 0.74 \quad s_c = 1.28$$

$$q_{lim} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma}$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

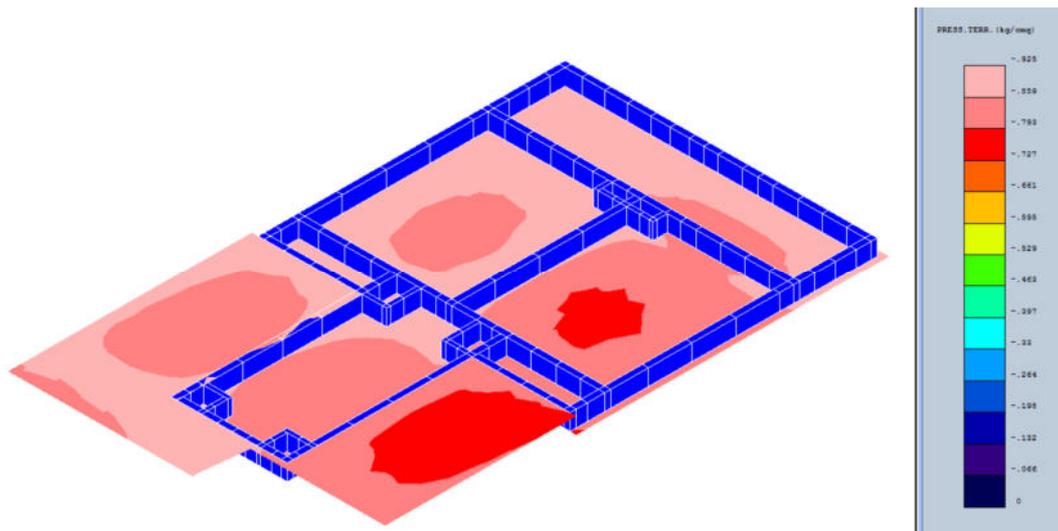
$$q_{max} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} = 8.70 \text{ kg/cmq}$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{lim} = q_{max} / 2.3 = \mathbf{3.78 \text{ kg/cmq}}$$

Come precedentemente riportato, le azioni vanno combinate secondo i coefficienti γ del gruppo A1, ad esclusione delle combinazioni sismiche per lo SLV, i cui coefficienti parziali γ sono pari all'unità.

Nella figura è riportato graficamente l'andamento delle tensioni sul terreno ottenuto involupando le combinazioni ora descritte:



Distribuzione tensioni sul terreno

La massima tensione agente sul terreno è inferiore alla resistenza di progetto; la verifica a carico limite si ritiene quindi soddisfatta.

Il terreno di fondazione non subirà rimaneggiamenti e deterioramenti durante i lavori.

5) Struttura in c.a. per microfiltri

La verifica della portanza del terreno è stata quindi condotta in condizioni drenate e in termini di tensioni efficaci per una fondazione del tipo platea.

Ai fini del calcolo è stata considerata una platea in c.a. con un piano di posa a circa -0.6 m dal p.c.; come sopra riportato, per tale opera essendo il piano di posa tale da non superare lo strato vegetale, e raggiungere quindi il limo sabbioso, è stato realizzato uno strato di spessore idoneo di sottofondo misto di fiume costipato.

Nello specifico, sarà utilizzato materiale selezionato appartenente esclusivamente ai gruppi A₁ ed A₃ opportunamente compattato; il materiale appartenente al gruppo A₃ presenterà un coefficiente di uniformità (D₆₀/D₁₀) maggiore o uguale a 7.

Le caratteristiche di tale terreno sono state considerate, a favore di sicurezza, pari a $\Phi=25^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88$$

$$s_q = 1.39 \quad s_\gamma = 0.67 \quad s_c = 1.43$$

$$q_{lim} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

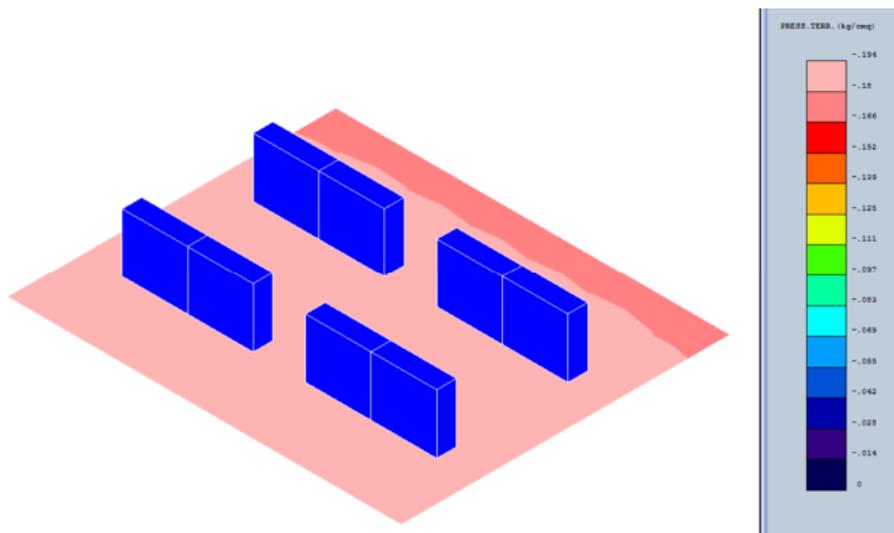
$$q_{max} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s = 4.83 \text{ kg/cm}^2$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{lim} = q_{max} / 2.3 = \mathbf{2.10 \text{ kg/cm}^2}$$

Come precedentemente riportato, le azioni vanno combinate secondo i coefficienti γ del gruppo A1, ad esclusione delle combinazioni sismiche per lo SLV, i cui coefficienti parziali γ sono pari all'unità.

Nella figura è riportato graficamente l'andamento delle tensioni sul terreno ottenuto involupando le combinazioni ora descritte:



Distribuzione tensioni sul terreno

La massima tensione agente sul terreno è inferiore alla resistenza di progetto; la verifica a carico limite si ritiene quindi soddisfatta.

Il terreno di fondazione non subirà rimaneggiamenti e deterioramenti durante i lavori.

6) Struttura in c.a. a servizio di un box lavaocchi

La verifica della portanza del terreno è stata quindi condotta in condizioni drenate e in

termini di tensioni efficaci per una fondazione del tipo platea.

Ai fini del calcolo è stata considerata una platea in c.a. con un piano di posa a circa -0.6 m dal p.c.; come sopra riportato, per tale opera essendo il piano di posa tale da non superare lo strato vegetale, e raggiungere quindi il limo sabbioso, è stato realizzato uno strato di spessore idoneo di sottofondo misto di fiume costipato.

Nello specifico, sarà utilizzato materiale selezionato appartenente esclusivamente ai gruppi A₁ ed A₃ opportunamente compattato; il materiale appartenente al gruppo A₃ presenterà un coefficiente di uniformità (D₆₀/D₁₀) maggiore o uguale a 7.

Le caratteristiche di tale terreno sono state considerate, a favore di sicurezza, pari a $\phi=25^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88$$

$$s_q = 1.18 \quad s_\gamma = 0.85 \quad s_c = 1.19$$

$$q_{lim} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

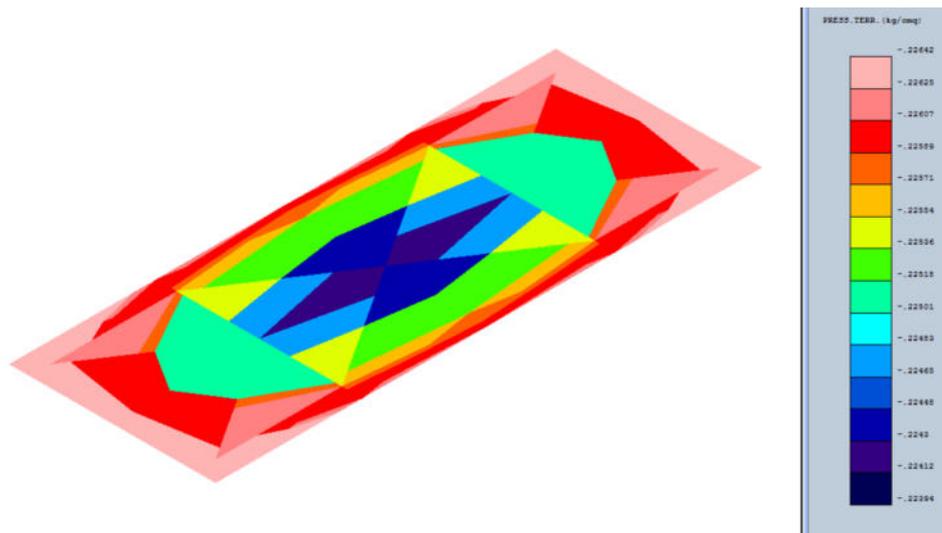
$$q_{max} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma = 2.99 \text{ kg/cmq}$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{lim} = q_{max} / 2.3 = 1.30 \text{ kg/cmq}$$

Come precedentemente riportato, le azioni vanno combinate secondo i coefficienti γ del gruppo A1, ad esclusione delle combinazioni sismiche per lo SLV, i cui coefficienti parziali γ sono pari all'unità.

Nella figura è riportato graficamente l'andamento delle tensioni sul terreno ottenuto involupando le combinazioni ora descritte:



Distribuzione tensioni sul terreno

La massima tensione agente sul terreno è inferiore alla resistenza di progetto; la verifica a carico limite si ritiene quindi soddisfatta.

Il terreno di fondazione non subirà rimaneggiamenti e deterioramenti durante i lavori.

7) Struttura in c.a. a servizio di un box compressori

La verifica della portanza del terreno è stata quindi condotta in condizioni drenate e in termini di tensioni efficaci per una fondazione del tipo platea.

Ai fini del calcolo è stata considerata una platea in c.a. con un piano di posa a circa -0.6 m dal p.c.; come sopra riportato, per tale opera essendo il piano di posa tale da non superare lo strato vegetale, e raggiungere quindi il limo sabbioso, è stato realizzato uno strato di spessore idoneo di sottofondo misto di fiume costipato.

Nello specifico, sarà utilizzato materiale selezionato appartenente esclusivamente ai gruppi A₁ ed A₃ opportunamente compattato; il materiale appartenente al gruppo A₃ presenterà un coefficiente di uniformità (D₆₀/D₁₀) maggiore o uguale a 7.

Le caratteristiche di tale terreno sono state considerate, a favore di sicurezza, pari a $\Phi=25^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88$$

$$s_q = 1.15 \quad s_\gamma = 0.85 \quad s_c = 1.17$$

$$q_{lim} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

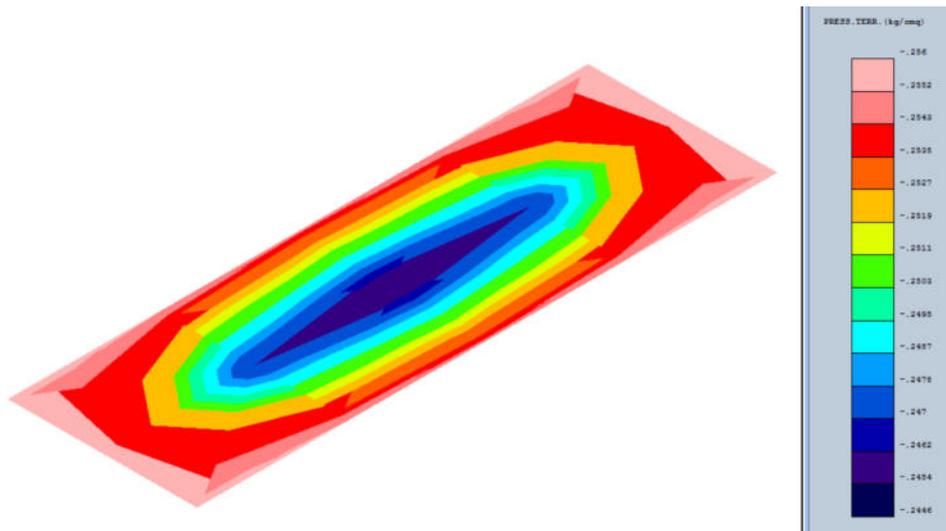
$$q_{max} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s = 3.51 \text{ kg/cm}^2$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{lim} = q_{max} / 2.3 = \mathbf{1.53 \text{ kg/cm}^2}$$

Come precedentemente riportato, le azioni vanno combinate secondo i coefficienti γ del gruppo A1, ad esclusione delle combinazioni sismiche per lo SLV, i cui coefficienti parziali γ sono pari all'unità.

Nella figura è riportato graficamente l'andamento delle tensioni sul terreno ottenuto involucrando le combinazioni ora descritte:



Distribuzione tensioni sul terreno

La massima tensione agente sul terreno è inferiore alla resistenza di progetto; la verifica a carico limite si ritiene quindi soddisfatta.

Il terreno di fondazione non subirà rimaneggiamenti e deterioramenti durante i lavori.

8) Struttura in c.a. a servizio di un box locale quadro generale

La verifica della portanza del terreno è stata quindi condotta in condizioni drenate e in termini di tensioni efficaci per una fondazione del tipo platea.

Ai fini del calcolo è stata considerata una platea in c.a. con un piano di posa a circa -0.6 m dal p.c.; come sopra riportato, per tale opera essendo il piano di posa tale da non superare lo strato vegetale, e raggiungere quindi il limo sabbioso, è stato realizzato uno strato di spessore idoneo di sottofondo misto di fiume costipato.

Nello specifico, sarà utilizzato materiale selezionato appartenente esclusivamente ai gruppi A₁ ed A₃ opportunamente compattato; il materiale appartenente al gruppo A₃ presenterà un coefficiente di uniformità (D₆₀/D₁₀) maggiore o uguale a 7.

Le caratteristiche di tale terreno sono state considerate, a favore di sicurezza, pari a $\Phi=25^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88$$

$$s_q = 1.35 \quad s_\gamma = 0.73 \quad s_c = 1.32$$

$$q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

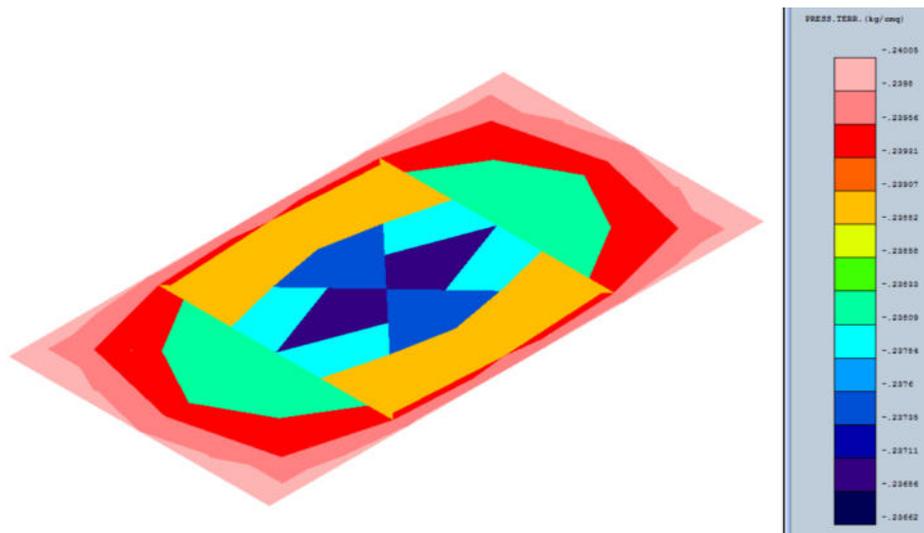
$$q_{max} = \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma = 3.35 \text{ kg/cm}^2$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{lim} = q_{max} / 2.3 = 1.45 \text{ kg/cm}^2$$

Come precedentemente riportato, le azioni vanno combinate secondo i coefficienti γ del gruppo A1, ad esclusione delle combinazioni sismiche per lo SLV, i cui coefficienti parziali γ sono pari all'unità.

Nella figura è riportato graficamente l'andamento delle tensioni sul terreno ottenuto involupando le combinazioni ora descritte:



Distribuzione tensioni sul terreno

La massima tensione agente sul terreno è inferiore alla resistenza di progetto; la verifica a carico limite si ritiene quindi soddisfatta.

Il terreno di fondazione non subirà rimaneggiamenti e deterioramenti durante i lavori.

9) Struttura in c.a. a sostegno dell'ispessitore

La verifica della portanza del terreno è stata quindi condotta in condizioni drenate e in termini di tensioni efficaci per una fondazione del tipo platea.

Ai fini del calcolo è stata considerata una platea in c.a. con un piano di posa a circa -0.6 m dal p.c.; come sopra riportato, per tale opera essendo il piano di posa tale da non superare lo strato vegetale, e raggiungere quindi il limo sabbioso, è stato realizzato uno strato di spessore idoneo di sottofondo misto di fiume costipato.

Nello specifico, sarà utilizzato materiale selezionato appartenente esclusivamente ai gruppi A₁ ed A₃ opportunamente compattato; il materiale appartenente al gruppo A₃ presenterà un coefficiente di uniformità (D₆₀/D₁₀) maggiore o uguale a 7.

Le caratteristiche di tale terreno sono state considerate, a favore di sicurezza, pari a $\Phi=25^\circ$ e peso specifico $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$.

In base al metodo di Brinch-Hansen:

$$N_q = 10.66 \quad N_c = 20.72 \quad N_\gamma = 10.88$$

$$s_q = 1.47 \quad s_\gamma = 0.73 \quad s_c = 1.51$$

$$q_{lim} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma}$$

I coefficienti γ_m del gruppo M1 (*Approccio 2*) sono pari ad 1, come precedentemente illustrato, e di conseguenza il carico limite del terreno è pari a:

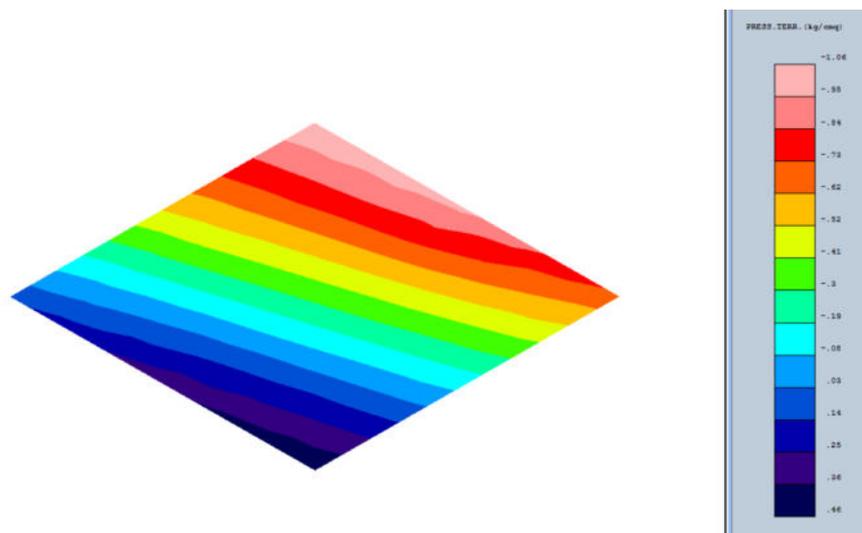
$$q_{max} = \gamma * D * N_q * s_q + 0.5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} = 3.72 \text{ kg/cm}^2$$

La massima tensione applicabile sul terreno risulta quindi essere (coefficienti R3):

$$q_{lim} = q_{max} / 2.3 = 1.62 \text{ kg/cm}^2$$

Come precedentemente riportato, le azioni vanno combinate secondo i coefficienti γ del gruppo A1, ad esclusione delle combinazioni sismiche per lo SLV, i cui coefficienti parziali γ sono pari all'unità.

Nella figura è riportato graficamente l'andamento delle tensioni sul terreno ottenuto involupando le combinazioni ora descritte:



Distribuzione tensioni sul terreno

La massima tensione agente sul terreno è inferiore alla resistenza di progetto; la verifica a carico limite si ritiene quindi soddisfatta.

Il terreno di fondazione non subirà rimaneggiamenti e deterioramenti durante i lavori.

CEDIMENTI

I cedimenti assoluti e differenziali ed il loro decorso nel tempo saranno compatibili con lo stato di sollecitazione ammissibile per la struttura e con la funzionalità del manufatto.

La previsione dei cedimenti è stata eseguita basandosi sul calcolo riferito alle caratteristiche di deformabilità del terreno e delle strutture tenendo in conto il valore dei carichi permanenti, il tipo e la durata di applicazione dei sovraccarichi.

CONCLUSIONI

Alla luce dei calcoli eseguiti si conclude che le sollecitazioni indotte sul terreno di fondazione dalle strutture consentono di garantire la stabilità, la sicurezza e la funzionalità dell'opere in progetto e di quelle vicine ad essa.

Il Progettista delle strutture

Ing. Eraldo Mammarella