



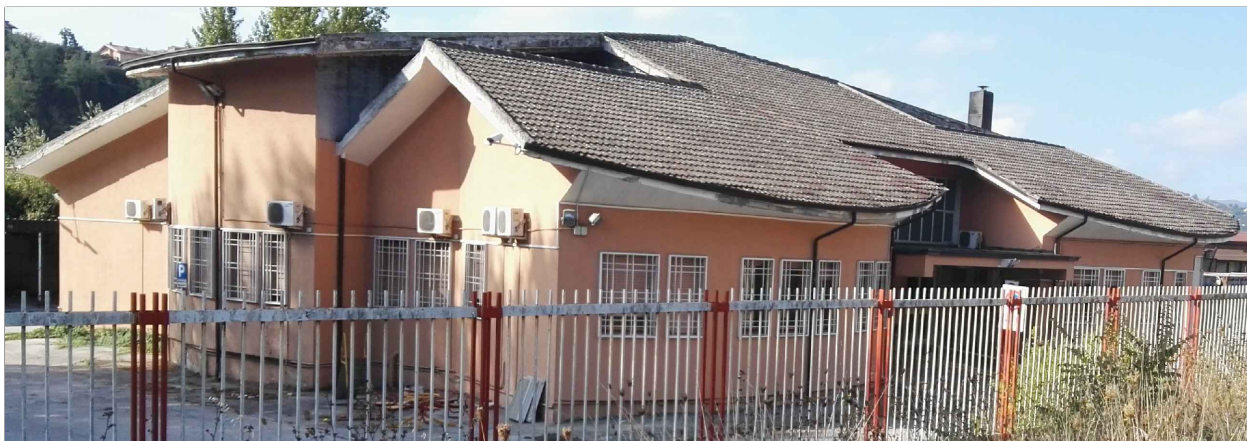
Comune di Avellino

SETTORE LAVORI PUBBLICI
Piazza del Popolo - 83100 Avellino

Servizio "Unità per la Riqualificazione e
Rigenerazione delle Periferie"

PROGRAMMA COMPLESSIVO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA E DI SICUREZZA DELLA CITTÀ DI AVELLINO: AMBITI RIONE PARCO - QUATTROGRANA - BELLIZZI.

INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE DELLA STRUTTURA
EX CASERMA DEI VIGILI URBANI DI RIONE PARCO
CUP: G17H03000130001



PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

(D.P.R. 207/2010 _ D.Lgs. 50/2016 e s.m.i.)

PROGETTISTI:

RTP Pica : ing. Pica Pasquale
ing. Zotti Annamaria
ing. Borzillo Pasquale

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE ESECUTIVA

ing. De Lisio Generoso
ing. De Lisio Generoso

R.U.P.

arch. Antonietta Freda

STRUTTURA DI SUPPORTO AL R.U.P.:

geom. Filomena Caputo
geom. Gianluca Iannaccone
geol. De Masi Raffaello

GEOLOGIA:

Il Responsabile Servizio Unità per la Riqualificazione e Rigenerazione delle Periferie
ing. Diego Mauriello

Il Dirigente Settore LL.PP.
ing. Fernando Chiaradonna

Assessorato LL.PP.
ing. Costantino Preziosi

EL.S5

ELABORATO EL.S5 - RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Sommario

1. PREMESSA	1
2. DESCRIZIONE TERRENI	2
3. ARCHIVIO TERRENI	3
4. EFFETTI DELLE AZIONI.....	3
5. VERIFICHE AGLI SLU	4
5.1 Valore delle pressioni attese	4
5.2 Verifiche di restenza.....	6
5.3 Verifica del carico limite	7
5.4 Verifica a rottura per scorrimento	8
6. VERIFICHE AGLI SLE	10
6.1 Calcolo delle tensioni indotte nel terreno	10
6.2 Calcolo dei cedimenti della fondazione	11
7. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	13

1. PREMESSA

Si è proceduto alla verifica della tipologia, delle dimensioni e della profondità del piano di posa, nonché delle caratteristiche geotecniche dei terreni di sedime relativi alla fondazione esistente del fabbricato oggetto di studio attraverso l'analisi della documentazione reperita all'IACP di Avellino e l'esecuzione di indagini visive.

È stata riscontrata una fondazione mista, costituita da plinti trapezoidali alti 70 cm e da pali di calcestruzzo non armato di diametro pari a 80 cm con piano di posa approfondito nei "conglomerati sciolti o cementati frammisti a sabbia e limo" dotato di buone caratteristiche geotecniche.

Tuttavia, alla luce di quanto esposto ed in riferimento al paragrafo C8A.5.11 della Circolare n° 617 del 02/02/2009, risulta necessario prevedere interventi di adeguamento sulle strutture di fondazione, in quanto non ricorrono contemporaneamente tutte le seguenti circostanze:

- x) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- y) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- z) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni.

Sebbene dall'esame delle strutture in elevazione non siano stati riscontrati dissesti da imputare a cedimenti del suolo, ed è stato accertato che neppure in passato si siano verificati dissesti dovuti a cedimenti fondazionali, gli interventi progettati comportano modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni. L'incamiciatura in c.a. degli elementi strutturali determina una considerevole variazione delle masse e delle rigidezze dell'intera struttura. Inoltre, la fondazione esistente essendo costituita da plinti e da pali in calcestruzzo non armato non è assolutamente capace di resistere ad azioni orizzontali.

Preso atto delle situazione si è valutato di intervenire con la realizzazione di una platea in c.a. di spessore pari a 40 cm approfondita alla stessa quota del piano di posa dei plinti esistenti. La nuova fondazione andrà ad inglobare quella esistente.

N.B. Nel calcolo della nuova platea di fondazione, si è ritenuto opportuno non considerare il contributo della fondazione esistente (plinti e pali non armati).

In merito, poi, alle previsioni normative relative alle verifiche rispetto agli SLU, vengono nel seguito dettagliate le verifiche geotecniche della fondazione calcolata applicando l'Approccio 2 – combinazione (A1+M1+R3) seguite dalle verifiche agli SLE.

La nuova fondazione è costituita da una platea schematizzata con elementi shell (D3) di fondazione. Vista, quindi, la scelta di una fondazione superficiale nel seguito saranno eseguite analisi specifiche relative alla tipologia fondale descritta, considerata infinitamente rigida, inscrivibile in un rettangolo di dimensioni 28,11 x 29,56 m e di spessore pari a 40 cm poggiante su un magrone a sua volta di spessore pari a 10 cm.



1.1. - Schematizzazione platea: elementi SHELL.

2. DESCRIZIONE TERRENI

Sulla base delle informazioni che si attingono dalla Relazione Geologica allegata, i terreni di sedime, risultano costituiti da una formazione costituita da conglomerati sabbiosi debolmente cementati intercalati da limi e limi sabbioso argillosi.

Nel seguito si riportano le caratteristiche dei terreni costituenti la stratigrafia del sito in esame utilizzate per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione e dei relativi cedimenti.

3. ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Conglomerati sciolti con sabbia e limo**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod. Edo.	Mod. Ela.	Poisson	D.R.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%
1,800 E-3	2,000 E-3	35,000	0,200	200,000	148,987	0,299	60

4. EFFETTI DELLE AZIONI

Relativamente alla definizione degli effetti delle azioni (Ed) occorre innanzitutto specificare che secondo le nuove NTC gli stessi devono essere ricondotti alle seguenti combinazioni:

1) combinazione fondamentale (statica), da introdurre nelle verifiche agli SLU:

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

2) combinazione frequente, necessaria per le verifiche agli SLE reversibili ossia relativa alla determinazione dei cedimenti immediati:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

3) combinazione quasi permanente, pertinente invece alle verifiche agli SLE in relazioni ai cedimenti a lungo termine:

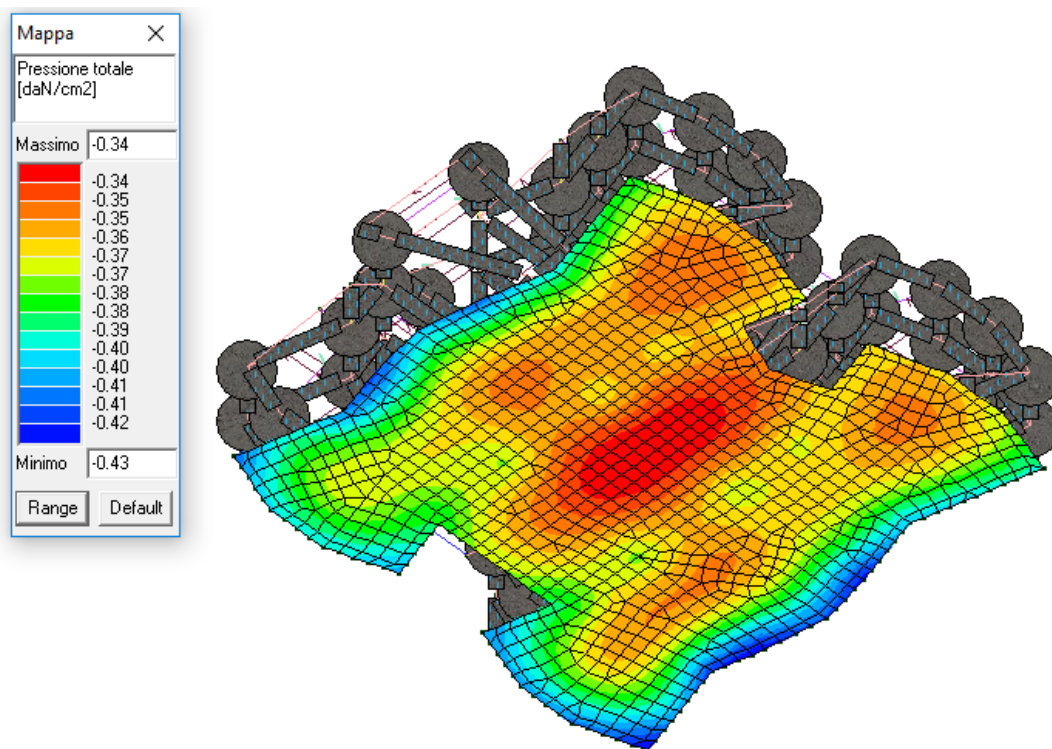
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

4) combinazione sismica, valida sia per SLU (nel qual caso è considerata SLV, ossia Stato Limite di Salvaguardia) che per gli SLE (SLD – Stato Limite di Danno) connessi all'azione sismica E:

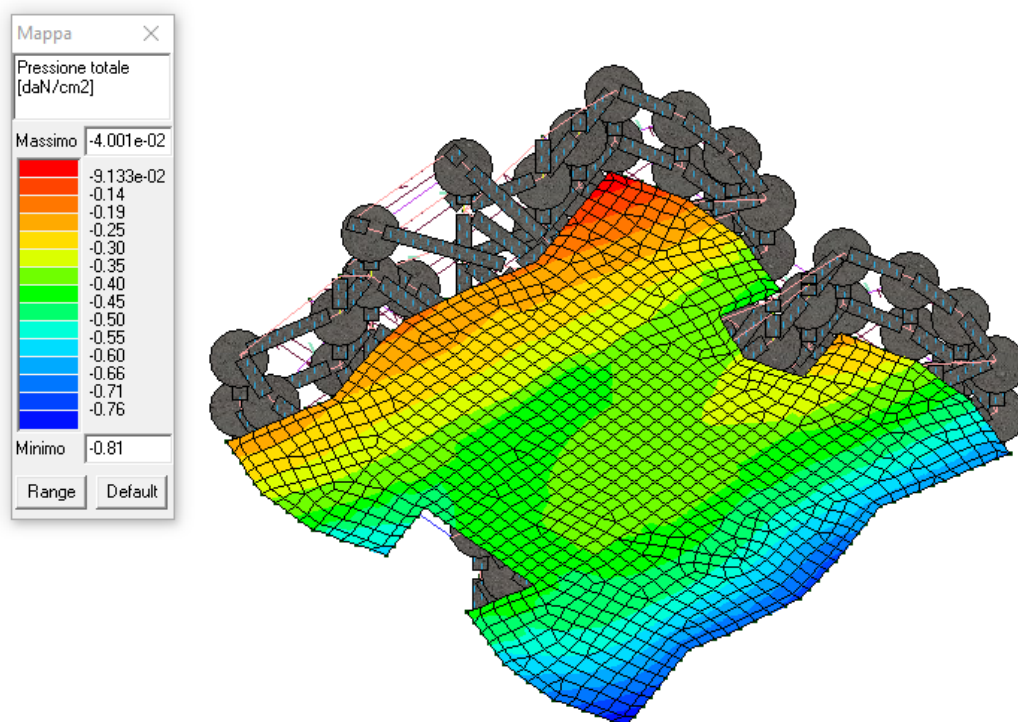
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

5. VERIFICHE AGLI SLU

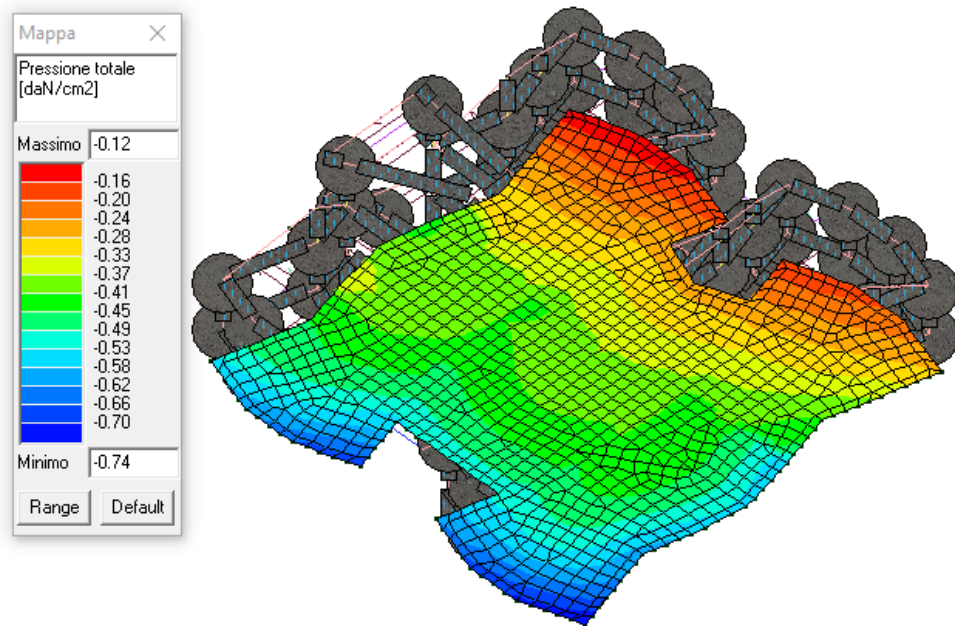
5.1 Valore delle pressioni attese



5.1.1 - Valore delle massime pressioni attese - cmb comb. SLU A1 3.

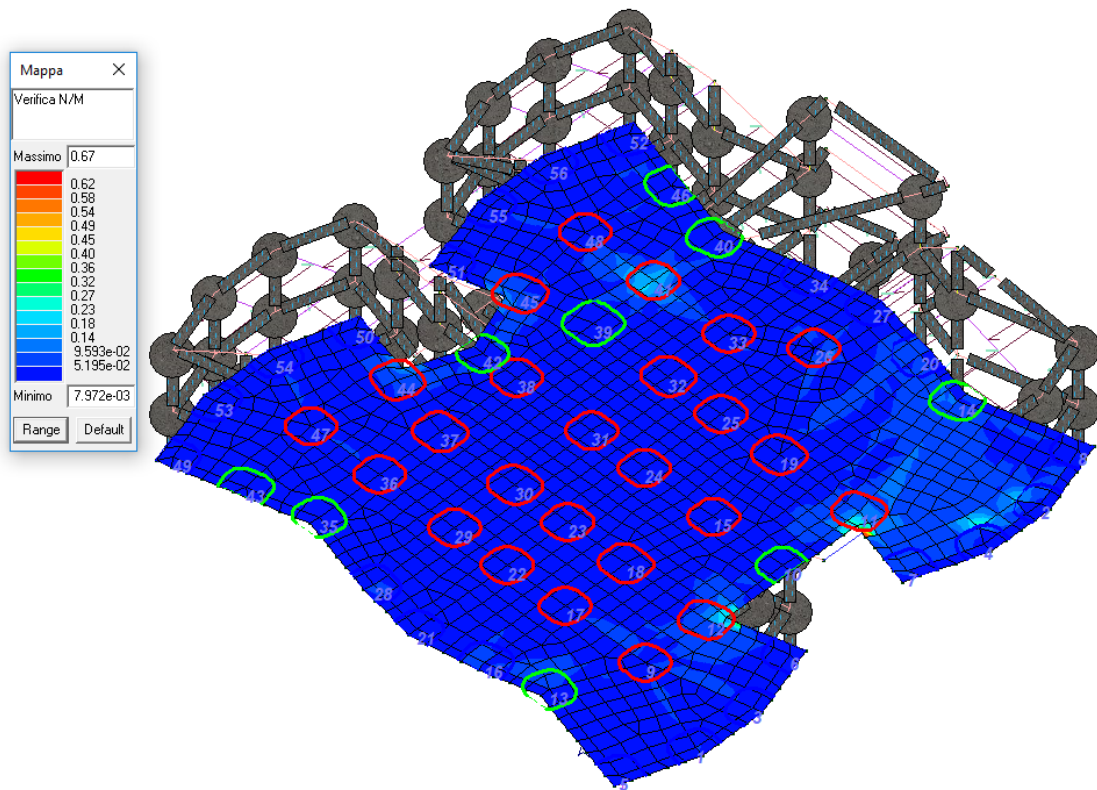


5.1.2 - Valore delle massime pressioni attese sisma +x_comb. SLU A1 (SLV sism) 16.



5.1.3 – Valore delle massime pressioni attese sisma -y_comb. SLU A1 (SLV sism) 36.

5.2 Verifiche di resistenza



5.2.1 – Verifica a presso-flessione.

Si rimanda all'elaborato "S4 – Fascicolo dei calcoli post operam" per i tabulati di calcolo relativi alle verifiche strutturali della fondazione".

5.3 Verifica del carico limite

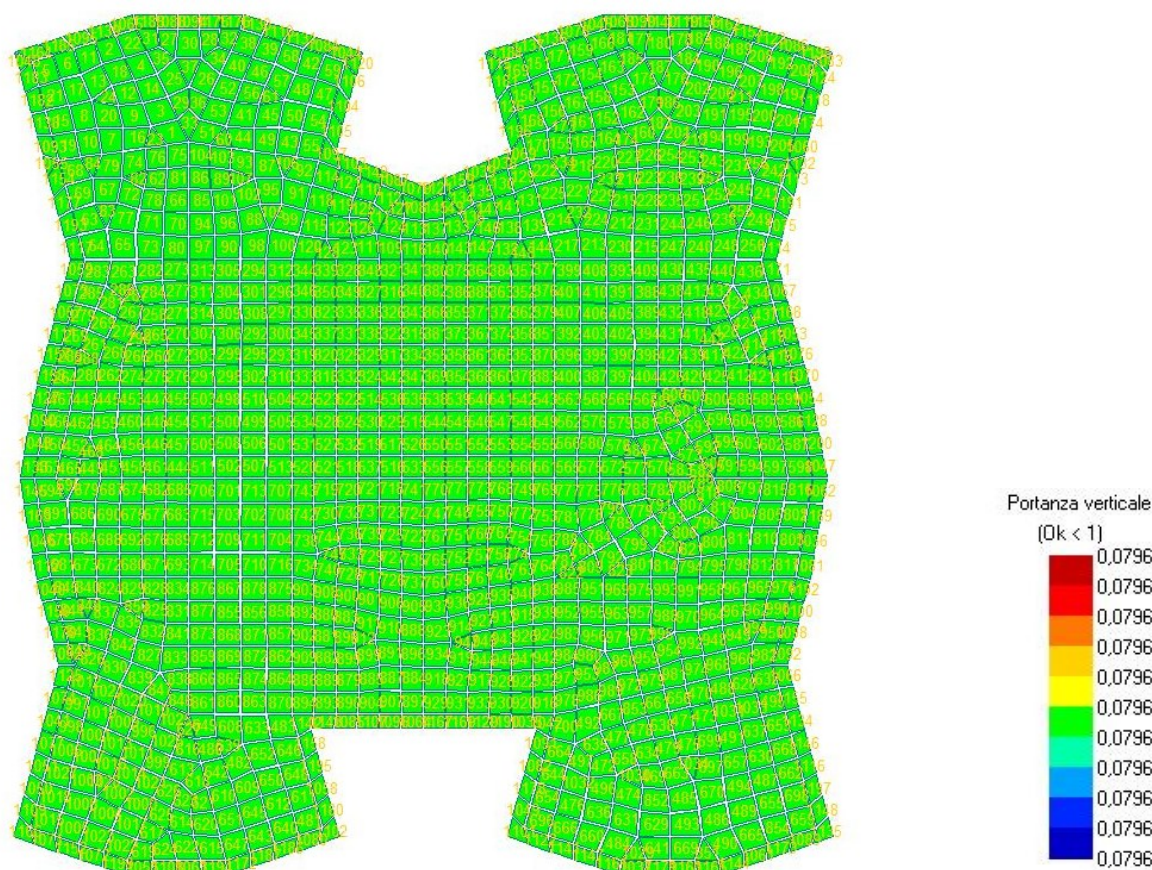
Le pressioni limite ed ammissibili per i terreni riscontrati (limo sabbioso con pomici) sono state eseguite in condizioni drenate in considerazione della natura prevalentemente sabbiosa dei terreni di fondazione.

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato con il metodo di Vesic.

Il rapporto fra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale (Q_{max}) e il valore della capacità portante (Q_{lim}) deve essere inferiore a 1. Pertanto, deve risultare

$$\frac{Q_{max}}{Q_{lim}} < 1$$

In definitiva, come si può riscontrare dalla relazione geotecnica, le verifiche agli SLU risultano soddisfatte.



5.3.1 – Portanza verticale massima.

5.4 Verifica a rottura per scorrimento

Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale è stata valutata come somma di due componenti, la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. Oltre alle due componenti ora citate si è tenuto in conto anche dell'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione, questa però fino ad un massimo del 30%. In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato 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.

Tale tipo di verifica è stato effettuato sia per le componenti taglianti parallele al lato della base che per quelle ortogonali.

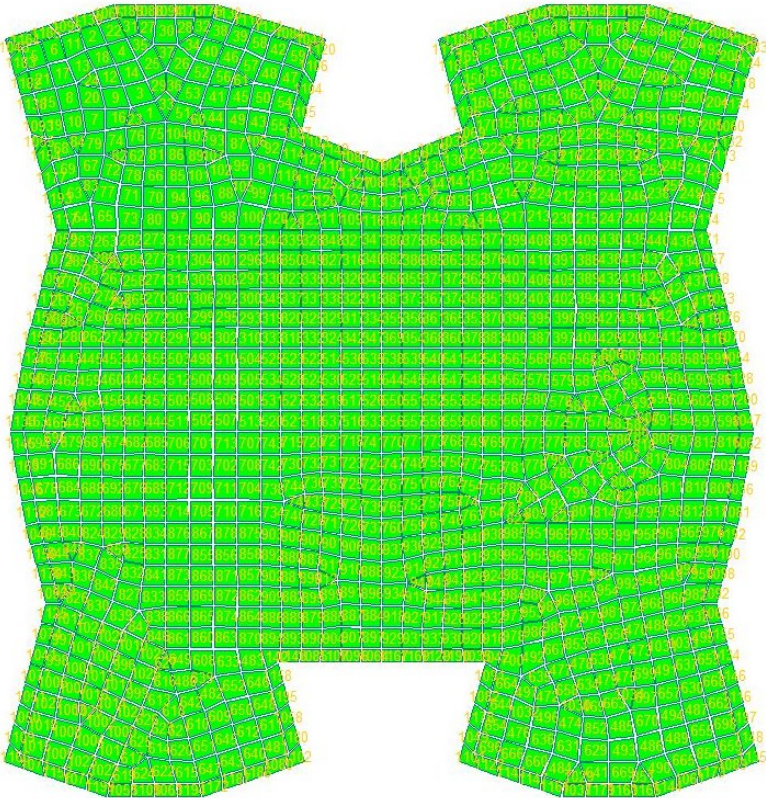
Il rapporto tra lo sforzo di taglio agente (TL) e il valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (TLlim) deve essere inferiore a 1. Pertanto, deve risultare

$$\frac{TL}{TL_{lim}} < 1$$

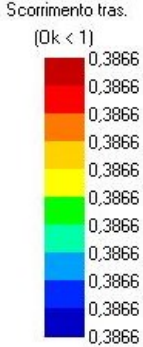
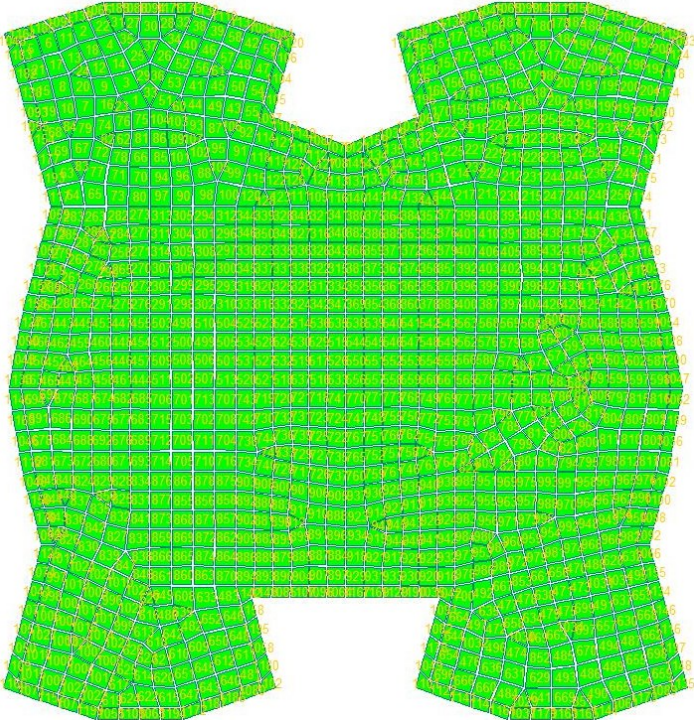
Analogamente, il rapporto tra lo sforzo di taglio agente (TB) e il valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (TBlim) deve essere inferiore a 1. Pertanto, deve risultare

$$\frac{TB}{TB_{lim}} < 1$$

In definitiva, come si può riscontrare dalla relazione geotecnica, le verifiche agli SLU risultano soddisfatte.



5.4.1 - Scorrimento longitudinale massimo.



5.4.2 - Scorrimento trasversale massimo.

6. VERIFICHE AGLI SLE

6.1 Calcolo 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. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si è fatto ricorso al metodo Boussinesq, basato sulla teoria del continuo elastico. L'algoritmo implementato, basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, cioè:

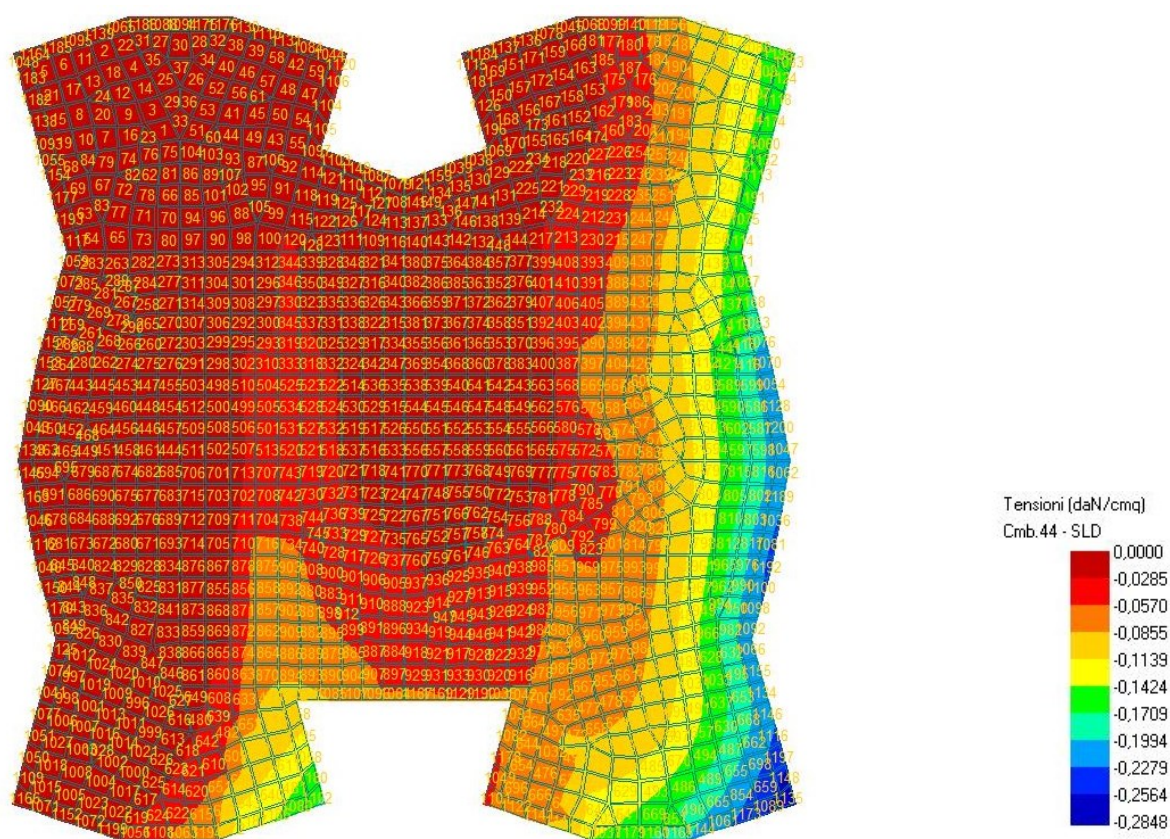
$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$

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;
-

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; il tutto al fine della determinazione della variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Una nota esplicativa va fatta sul valore da assegnare a "Q", esso va definito, nel caso di pressione, 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.

Si riporta di seguito la mappa delle tensioni in corrispondenza della combinazione più gravosa:



6.1.1 - Mappa delle tensioni.

6.2 Calcolo dei cedimenti della fondazione

Per una corretta definizione dell'interazione terreno-struttura, considerata la marcata iperstaticità tanto dei terreni quanto delle strutture di fondazione, occorre innanzitutto determinare i cedimenti derivanti dall'applicazione dei carichi di progetto basandosi, nel caso specifico, sull'approccio elastico del problema. A tal proposito occorre precisare che la metodologia basata sulla Teoria dell'Elasticità ben si adatta a schemi di verifica per problemi geotecnici di limitata importanza per i quali è sufficiente analizzare il comportamento dell'insieme terreno - struttura nei confronti dei soli cedimenti immediati, come nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza per le quali "la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali" (NTC, par. 6.2.2).

Nel caso in oggetto, la struttura interagisce con terreni sabbiosi, poggianti su un substrato considerato indeformabile nel campo delle normali tensioni ingegneristiche, in quanto caratterizzato da elevata resistenza e bassa deformabilità (sabbie e ghiaie) come meglio dettagliato nella "Relazione Geotecnica".

Si è fatto ricorso al metodo Edometrico per il calcolo dei cedimenti la cui implementazione è espressa dalla seguente espressione:

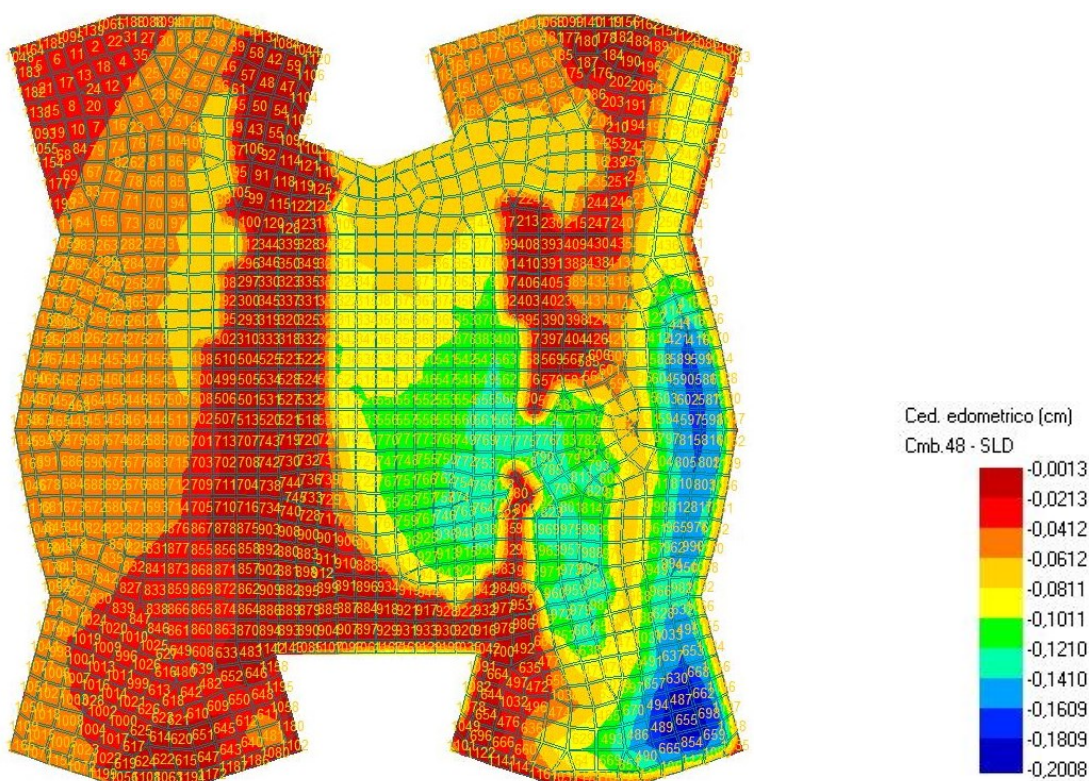
$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:

- $\Delta \sigma_i$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;
- E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;
- Δz_i rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato determinato in funzione della percentuale della tensione di contatto.

Si riporta di seguito la mappa dei cedimenti in corrispondenza della combinazione più gravosa:



6.2.1 - Mappa dei cedimenti.

Il valore stimato dei cedimenti in condizioni di esercizio della struttura è tale da non comprometterne l'utilizzo. I risultati delle verifiche delle fondazioni sono riportati nell'allegata relazione geotecnica che è parte integrante della presente relazione.

7. RIFERIMENTI NORMATIVI

Il progetto e la verifica della struttura di fondazione sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- Legge nr. 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.
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008).
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.