



COMUNE DI AVELLINO
Settore Assetto e Sviluppo del Territorio
Servizio Piani e Programmi

Piano Urbanistico Attuativo – Campo Genova
Zona Riqualificazione “Rq01”
Legge Regionale n. 16 - 22.12.2004 e ss.mm.ii. – art. 26



**ELA. 7.A - RELAZIONE DI COMPATIBILITA' TRA LE PREVISIONI URBANISTICHE DEL PUA E
LE CONDIZIONI GEOMORFOLOGICHE DEI SUOLI**

(D.P.R. n 380/01 e smi, art. 89 – Legge n. 64/74, art. 13 – L.R. 9/83 art. 14)

committente:
COMUNE DI AVELLINO



Progetto
arch. Angelo RARA

PREMESSA

L'area oggetto del presente Piano Urbanistico Attuativo è definita dal PUC vigente quale Zona di Riqualificazione che comprende un ambito di trasformazione denominato "Rq 01 Campo Genova" in Via Annarumma.

Nella zona di Riqualificazione – Rq01, così come individuata dal PUC vigente, i parametri urbanistici ed edilizi di riferimento sono definiti nelle schede normative all'allegato 1b. La trasformazione di tali aree è attuata mediante la procedura del PUA (L.R. n° 16/2004, artt. 26 e 27 e del Regolamento 4 agosto 2011 n. 5 della Regione Campania, art. 10).

Il Piano Urbanistico Attuativo è costituito dagli elaborati previsti dalla Deliberazione della Regione Campania n. 834 del 11 maggio 2007 – "Norme tecniche e direttive riguardanti gli elaborati da allegare agli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica ed è approvato secondo le procedure previste dalla L.R. 16/04.

La presente relazione è volta a dimostrare la compatibilità tra le previsioni urbanistiche del PUA e le condizioni geomorfologiche dei suoli, ai fini dell'acquisizione del parere di cui al D.P.R. n 380/01 e smi, art. 89.

Lo studio geologico – tecnico di dettaglio per il presente PUA è stato redatto dal geologo, dott. Carmen Aquino, nel rispetto di quanto previsto dalle norme vigenti (D.M.14.01.2008 (Appr.I Comb.2, D.M.11.03.1988, Eurocodice 8, ecc.) e secondo le prescrizioni di cui alle "Modalità tecnologiche" e "Norme di misurazione" ANISIG.

1. INDAGINI GEOLOGICHE E CARATTERISTICHE TECNICHE DEI TERRENI

Al fine di caratterizzare nella maniera più opportuna i terreni che dovranno sostenere i nuovi carichi, sono state eseguite, attraverso lo studio geologico tecnico di dettaglio, le seguenti analisi e prove:

- Sondaggi
 - sono stati eseguiti n. 2 nuovi sondaggi geognostici (rif. S1 e S2)) a carotaggio continuo spinto fino ad una profondità massima di 15 m dal piano campagna, con una sonda idraulica cingolata a rotazione modello MK 600 D della CMV.

- Prove S.P.T
 - Per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei litotipi, sono state eseguite in totale n. 4 prove penetrometriche (n. 2 all'interno di ciascun foro di sondaggio S1 e S2) consistenti nella registrazione, durante la penetrazione ottenuta con un maglio di 635 Kg da un'altezza di 760 mm, del numero di colpi necessari a produrre un'infissione di 15 cm.

- Indagine sismica M.A.S.W
 - Infine per valutare le caratteristiche sismiche dei terreni è stato effettuato uno stendimento necessario al calcolo del parametro ($V_{s,eq}$), per la definizione della categoria di sottosuolo, così come da D.M. 17/01/18.

Le carote estratte durante la perforazione sono state conservate in apposite cassette catalogatrici in PVC ognuna capace di custodire 5 m di carotaggio.

In base ai risultati ottenuti dal rilevamento geologico-tecnico e dallo studio dei dati pregressi, di natura litostratigrafica, allegati al PUC è stato possibile caratterizzare il terreno destinato ai nuovi insediamenti suddividendoli in tre litotipi fondamentali con valori medi riscontrati nei due sondaggi:

1. Terreni di copertura (Riporto di vario genere: materiale di asfalto e bitume, brecce calcaree miste a terreni eterogenei) dallo spessore massimo rinvenuto in corso di prospezione geognostica, pari a 3,4 m. dal p.c per il sondaggio S1 e a m.3,3 dal p.c per il sondaggio S2);

2. Terreni di substrato geologico rappresentato da materiale piroclastico argillificato di colore scuro con inglobate pomice grossolane di colore giallastro.

Nel dettaglio, tale substrato geologico è stato riconosciuto in una quota compresa tra i - 3,80 m ed i - 4,50 m dal p.c. per il sondaggio S1 e per una quota compresa tra - 3,90 m ed i - 4,60 m dal p.c. per il sondaggio S2;

- Oltre le profondità sopra evidenziate e fino a una quota di -15,0 m. dal p.c., il substrato si presenta, per entrambi i sondaggi, costituito da Argilla Limo - Sabbiosa a tratti plastica di colore giallo-verdastro con abbondanti intercalazioni di ciottoli eterometrici di natura calcarea e arenacea con diametro variabile;

A livello di caratterizzazione di tipo geotecnica per questi due ultimi più significativi litotipi, si riportano i parametri fisico meccanici, così riassunti:

Litotipo	Peso specifico (γ) Kg/mc	Angolo d'attrito interno (ϕ)	Coesione drenata (C') Kg/cm ²
Limo Materiale piroclastico argillificato	1400 e 1600	24° e 26°	0,00
Argilla Limo-Sabbiosa	1800 e 1950	26° e 29°	0,60 e 0,80

All'interno dei due sondaggi (S1 e S2), sono state effettuate in totale n. 4 prove penetrometriche del tipo S.P.T. che hanno restituito i seguenti valori indicati in tabella

SONDAGGIO	PROFONDITA' (mt.)	S.P.T	NUMERO DI COLPI S.P.T
S1	4.05 - 4.50		6 - 6 - 8
	8.00 - 8.45		40 - Rifiuto
S2	3.50 - 3.95		7 - 6 - 6
	5.50 - 5.95		34 - 32 - 32

Tali valori restituiscono un Indice di consistenza delle argille I_c compreso tra 0.25 e 0.50 fino ad arrivare a valori >1.0 e una coesione non drenata C_u (bar) compresa tra 0.25 e 0.50 fino ad arrivare a valori > 2.0 .

Da un punto di vista sismico la campagna geognostica ha realizzato un unico stendimento per la prova sismica di tipo M.A.S.W, la quale ha permesso il calcolo del parametro $V_{s,eq}$, indispensabile per la definizione della categoria del sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/18.

Sulla scorta delle risultanze ottenute, sismostrato con velocità superiori a 800m/s a profondità inferiori a 30 m dal p.c., sono state calcolate le $V_{s,eq}$, rapportandole ai valori della V_{s30} , che hanno permesso di definire la categoria di suolo secondo il D.M. 2018.

2. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEI SUOLI

L'analisi della costituzione litologica, della tettonica, delle successioni stratigrafiche, delle condizioni morfologiche, di stabilità, idrogeologiche e sismiche, rilevate nello studio geologico dell'area, ha permesso di raccogliere tutti gli elementi necessari, per quanto riguarda la stabilità delle aree, ai fini della localizzazione delle volumetrie previste dallo strumento urbanistico di dettaglio.

Dalle risultanze litostratigrafiche dei livelli costituiti da: riporto antropico di vario genere e materiale piroclastico argillificato di colore marrone scuro inglobati in pomici grossolane di colore giallastro, si riscontra la non idoneità dei suoli ad accogliere le fondazioni delle opere previste in progetto.

Tali opere di fondazione saranno attestate sul livello stratigrafico costituito da: Argilla limo – sabbiosa a tratti plastica di colore giallo – verdastro con abbondanti intercalazioni di ciottoli eterometrici di natura calcarea ed arenaria con diametro variabili, che risulta essere presente ad una profondità di - 4,50 dal p.c. per il sondaggio indicato con S1 e - 4,60 dal p.c. per il sondaggio S2.

Quote queste facilmente raggiungibili, tenendo conto dell'altezza delle strutture di fondazione, che per la natura dei terreni potranno essere previste a platea o trave rovescia, e quella dell'altezza del piano interrato previsto per ogni singolo fabbricato.

Per la sicurezza delle opere in progetto si prevederà, così come suggerito dallo studio geologico, la regimentazione delle acque di infiltrazione attraverso la realizzazione di idonei drenaggi e canalizzazioni, tali da consentire un loro rapido e corretto smaltimento.

3. STABILITA' DELLE AREE

Con riferimento alla stabilità dell'area, alla scala geologica, si evidenzia che:

- Il rilevamento geologico condotto consente di riferire per l'area in studio l'assenza, anche per un ambito più ampio di quello oggetto degli interventi edilizi, di fenomeni di dissesto, in atto o potenziali in relazione sia alle caratteristiche geologiche e tecniche dei terreni costituenti il "substrato" che alla potenza della coltre di copertura;

- la lettura del Progetto di Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico, Rischio Frana, Carta degli scenari di Rischio (A. di B. Nazionale Liri, Garigliano Volturno), mostra l'area in studio, unitamente all'intorno significativo, non interessata né da Aree a Rischio né da Aree di Attenzione.

4. PARAMETRI URBANISTICI

L'area oggetto del Piano Urbanistico Attuativo coincide con la scheda di trasformazione urbanistica indicata dal PUC vigente, di cui all'allegato 1b:

- Zona di Riqualificazione – Rq 01 Campo Genova;

L'area in questione, che nella sua quasi totalità risulta essere di proprietà comunale, è situata lungo Via Annarumma a ridosso della curva nord dello stadio Partenio ed originariamente sorta per ospitare un insediamento di prefabbricati leggeri, necessari a far fronte alle esigenze abitative nella fase post emergenza del sisma del 1980.

La zona, così perimetrata, interessa una superficie territoriale complessiva di circa 29.872 mq situata ad una quota altimetrica media di circa 385 m/l.m.;

L'intervento previsto dal presente PUA, in linea con gli obiettivi e le destinazioni del PUC, prevede una riduzione della SLP pubblica rispetto a quella della scheda originaria e si propone di migliorare la qualità urbana attraverso l'aumento degli spazi verdi e quelli a parcheggi, ad integrare il tessuto insediativo con funzioni residenziali, terziarie e di servizio alle persone, nonché procedere ad nuova configurazione e razionalizzazione del sistema viario urbano

Il Piano Urbanistico Attuativo in relazione al contenuto (art. 4 delle NTA), ha valore di Piano Particolareggiato di iniziativa pubblica di cui alla L. 1150/42.

DIMENSIONAMENTO DEL PIANO URBANISTICO ATTUATIVO Rq 01 – Campo Genova

Il Piano Urbanistico Attuativo in questione rispetta i parametri urbanistici ed edilizi e di destinazione fissati dalla relativa scheda di trasformazione.

VERIFICA DEI PARAMETRI URBANISTICI – Rq 01

Superficie territoriale (St): 29.872 mq

Indice territoriale max (mqSlp/maSt): 0,6 mq/mq

SLP totale massima: 17.923 mq

Destinazioni d'uso:

Residenza e terziario

Residenza:

max 40% della SLP totale pari a mq 7.169

Terziario:

max 45% della SLP totale pari a mq 8.065

Servizi alle persone

max 15% della SLP totale pari a mq 2.688

Intervento previsto

Superficie territoriale (St): 29.872 mq

SLP di progetto: **mq 4.933 < di mq 17.923 previsti**

Destinazioni d'uso:

Residenza e terziario

Residenza: previsti mq 3.571 < a mq 7.169 max

Terziario: previsti mq 736 < a mq 8.065 max

Servizi alle persone previsti mq 626 < a mq 5.688 max

Abitanti teorici insediabili

(1 vano/abitante = 33mq/ab.)

Slp residenziale di progetto: 3.571 mq

Abitanti teorici max insediabili: 3.571/33mq = 108 ab.

Fabbisogno minimo aree a standard

Residenza: 20 mq/ab

108 x 20 = 2.160 mq

Terziario: 1mq/mq SLP

736 x 1 = 736 mq

Servizi alle persone: 1mq/mq

626 x 1 = 626 mq

3.522 mq < 3.821 previsti

Parcheggi pertinenziali (1mq / 3mq SLP) = mq 1.190 < **1.363 mq (da progetto)**

parcheggi pubblici (2,5 mq/ab): 108 x 2,5 = mq 270

parcheggi servizi di interesse generale

(2,5 mq/1mq SLP) = mq 3.405

totale mq 3.675 < **16.113 mq (da progetto)**

Le previsioni progettuali del presente Piano Urbanistico attuativo rispettano i parametri di scheda e quelli minimi previsti per legge.

5. MANUFATTI EDILI REALIZZABILI

Da un punto insediativo, il Piano Urbanistico di dettaglio prevede la realizzazione di due nuovi edifici, di cui uno di iniziativa pubblica e uno di iniziativa privata, così costituiti:

- Il fabbricato pubblico presenta n. 6 piani fuori terra a prevalente destinazione residenziale, fatta eccezione per il solo piano terra, in cui saranno previste attività di vicinato per servizi alle persone, nonché un livello interrato a destinato a garage pertinenziali.
- Il fabbricato privato si compone di n. 5 piani fuori terra avente destinazione mista: residenziale (40%), terziario (45%) e piano terra a servizi alle persone e di un livello interrato a destinazione garage pertinenziali.

La previsione urbanistica si completa con la realizzazione di una viabilità di quartiere, di un'area a parcheggio a servizio delle attrezzature sportive e aree a verde.

6. VALUTAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Il rilevamento geolitologico e le considerazioni finora espresse hanno consentito un efficace e ben definito inquadramento generale delle formazioni evidenziando la struttura generale dell'area, necessarie a verificarne le caratteristiche strutturali, tecniche e sismiche.

Come si è fatto già cenno, per la caratterizzazione geotecnica, sono stati utilizzati anche i dati ottenuti da prove ed analisi di laboratorio effettuate in occasione della redazione del Piano Urbanistico Comunale.

I sedimenti piroclastici presentano caratteristiche variabili sia in funzione del loro più o meno accentuato rimaneggiamento sia in funzione dello stato di argillificazione.

Si tratta di terreni che possono essere ascritti alle classi delle argille di tipo limo sabbiosa di colore giallo – verdastro; per il peso dell'unità di volume si possono assumere valori pari a 1,80 g/cm³, che possono passare a 1,95 g/cm³; per l'angolo di attrito interno si possono assumere valori compresi tra i 26° e i 29°.

7. SCARICO IN FONDAZIONE

In maniera esemplificativa si allega lo schema di calcolo relativo al comportamento dei terreni di fondazione per effetto dei carichi derivanti da una delle strutture di progetto, in particolare quella avente le dimensioni pari a B=23.87 m ed L=33.36 m.

8. AZIONE SISMICA

Il comune di Avellino rientra nell'elenco delle località della Campania dichiarate sismiche di II Categoria ($S=9$ e $C=0,07$) come da aggiornamento della classificazione Sismica dei Comuni della Regione; deliberazione di Giunta Regionale n05447 del 07/11/2002.

Nel territorio comunale sono state effettuate una serie di indagini che hanno permesso di individuare le aree a comportamento similare dal punto di vista della Pericolosità sismica, attraverso le categorie di suolo di fondazione previste dalle "Norme tecniche per le costruzioni", D.M. 14.01.2008 e ss.mm.ii.

La classificazione è basata sulla stima dei valori della V_{s30} , corrispondente alla

Come già rappresentato, per questa campagna geognostica è stato realizzato uno stendimento per la prova sismica di tipo M.A.S.W. che ha consentito attraverso la ricerca del parametro $V_{s,eq}$ di rapportarne il valore a quello V_{s30} , che ne permette di definire la categoria di suolo secondo il D.M. 2018.

Nel caso in questione il valore ottenuto e la definizione della categoria di suolo sono riporta secondo la seguente tabella:

PROVA M.A.S.W.	$V_{seq} - V_{30}$ (m/s)	CATEGORIA DI SUOLO D.M.2018
M.A.S.W. n. 1	246	C

8.1 Microzonazione sismica

Nella carta della microzonazione in prospettiva Sismica allegata al P.U.C. sono state individuate, quattro microzone corrispondenti a quattro categorie del suolo di fondazione. Dalla verifica effettuata è emerso che l'area interessata dall'intervento ricade nella Zona 3 che definisce:

Rientrano in tale zona i terreni appartenenti alla categoria C costituiti sia dalle coltri piroclastiche sciolte, con spessore maggiore di m 6,00, che dai depositi tufacei costituiti dalla litofacies cineritica, costituita da sabbie sottili di colore grigio, e dalla litofacies litoide, costituita dalla massa trachitica di colore giallo ricca di pomici e lapilli vitrofirici.

Si tratta di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec che, nella determinazione della forza sismica orizzontale, si viene proposto di assumere nel computo progettuale un valore del coefficiente sismico di fondazione ε pari a 1,3.

8. CONCLUSIONI

Dal confronto delle indagini geognostiche e quindi dalle risultanze dello studio geologico-tecnico di dettaglio relativo al Piano Urbanistico Attuativo alla zona di Riqualificazione "Rq01" redatto dal geologo dott. Carmen Aquino, nel rispetto del D.M.14.01.2008 (Appr.I Comb.2, D.M.11.03.1988, Eurocodice 8, ecc.) e delle previsioni urbanistiche, il sottoscritto arch. Angelo Rapa in qualità di progettista del Piano Urbanistico innanzi citato, AFFERMA la compatibilità tra le previsioni urbanistiche del PUA e le condizioni geomorfologiche, fermo restando tutte le considerazioni sopra evidenziate da attuarsi in sede esecutiva.

Il Progettista:
arch. Angelo Rapa

ALLEGATO: SCHEMA DI CALCOLO

Normativa di riferimento

- **Legge nr. 1086 del 05/11/1971.** Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **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.
- **D.M. LL.PP. del 14/02/1992.** Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 9 Gennaio 1996.** Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- **D.M. 16 Gennaio 1996.** Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- **D.M. 16 Gennaio 1996:** Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- **Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018.** Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018

Modello per il calcolo del carico limite

Il terreno di fondazione è considerato costituito da due strati: uno superiore ed uno inferiore al piano di posa della fondazione. La presenza della falda è presa in considerazione in base alla sua profondità dal piano campagna. Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico $A1+M1+R3$, in cui i coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono unitari ed il coefficiente di sicurezza globale è pari a 2.3 per il carico limite verticale e pari a 1.1 per il coefficiente di sicurezza a per il carico limite orizzontale. L'effetto del sisma è portato in conto considerando una la forza statica orizzontale; poichè tale forza non è né centrata né verticale è necessario considerare fattori correttivi per l'inclinazione del carico e una riduzione delle dimensioni della fondazione, in

funzione dell'eccentricità. Di seguito si riporta il calcolo per le combinazioni più gravose; in calce è riportato un riepilogo per tutte le combinazioni.

Carico limite

Il calcolo del carico limite è valutato secondo la formula di Terzaghi-Meyerof

$$Q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q \cdot \beta_q \cdot \psi_q \cdot z_q + c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c \cdot \beta_c \cdot \psi_c \cdot z_c + \gamma \cdot N_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot z_\gamma$$

dove:

N_q, N_c, N_γ Coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia indefinita

$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$ Coefficienti correttivi di forma, funzione del rapporto B/L

ξ_q, ξ_c, ξ_γ Coefficienti correttivi di inclinazione del carico, dipendenti da H/V

$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$ Coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$ Coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

Z_q, Z_c, Z_γ Coefficienti sismici per considerare l'effetto cinematico, considerati solo in presenza di sisma

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ Coefficienti correttivi di punzonamento dipendenti da un indice di rigidezza del terreno.

Le espressioni dei coefficienti correttivi sono riportate di seguito.

- Coefficienti di forma

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg}(\phi) \quad \zeta_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} \quad \zeta_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

- Coefficienti di inclinazione del carico

$$\xi_q = \left[1 - \frac{H \operatorname{tg}(\phi)}{V \operatorname{tg}(\phi) + BLc} \right]^m \quad \xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \operatorname{tg}(\phi)} \quad \xi_\gamma = \left[1 - \frac{H \operatorname{tg}(\phi)}{V \operatorname{tg}(\phi) + BLc} \right]^{m+1}$$

essendo

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

- Coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$$\alpha_q = (1 - \epsilon \operatorname{tg}(\phi))^2 \quad \alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \operatorname{tg}(\phi)} \quad \alpha_\gamma = \alpha_q$$

con

$$\epsilon < \pi/4$$

- Coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

$$\beta_q = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2 \cos(\phi) \quad \beta_c = \beta_q - \frac{q - \beta_\gamma}{N_c \operatorname{tg}(\phi)} \quad \beta_\gamma = \frac{\beta_q}{\cos(\omega)}$$

con

$$\omega < \pi/4; \omega < \phi$$

- Coefficienti di punzonamento

$$\psi_q = \left(\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg}(\phi) + \frac{3.07 \sin(\phi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\phi)} \right)$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \operatorname{tg}(\phi)} \quad \text{se } \phi \neq 0$$

$$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10}(I_r) \quad \text{se } \phi = 0$$

$$\psi_\gamma = \psi_q$$

- Coefficienti sismici

$$z_q = z_c = 1 \quad z_g = \left(1 - \frac{kh}{\operatorname{tg}(\phi)} \right)^{0.45}$$

con

$$kh = \beta \frac{a_{max}}{g} \text{ (cfr. NT - 7.11.3)}$$

Detto I_r l'indice di rigidezza del terreno (secondo la teoria di Vesic dipendente dal modulo tangenziale $G=0.5 \cdot E/(1+\nu)$ del terreno, dalla coesione c , dalla tensione effettiva alla profondità $B/2$ sotto il piano di posa e dall'angolo di attrito del terreno di fondazione) ed I_{rcrit} l'indice di rigidezza critico (dipendente dall'angolo di attrito del terreno e dal rapporto B/L), i coefficienti di punzonamento sono uguali alla unità quando $I_r \geq I_{rcrit}$, mentre sono minori dell'unità quando $I_r < I_{rcrit}$.

Oltre a queste correzioni un'altra deriva dall'eccentricità del carico e consiste nel ridurre le dimensioni della fondazione in modo che il carico risulti centrato rispetto alla fondazione ridotta; dette e_b ed e_l le eccentricità del carico nella direzione di B ed L , il carico limite si calcola per una fondazione di dimensioni ridotte $B' = B - 2e_b$ e $L' = L - 2e_l$.

Altra correzione deriva dalla presenza della falda inserendo i pesi del terreno immerso nel primo e terzo termine dell'espressione del carico limite, in particolare, detta H_f la profondità della falda e D la profondità del piano di posa, si assume che quando:

$H_f \leq D$ si valuta la pressione effettiva sul piano di posa considerando che parte del terreno superiore è immerso, mentre nel terzo termine si userà il peso immerso;

$D < H_f \leq D + B$ il peso del terreno del terzo termine si interpola tra i valori immerso e secco secondo la formula: $\gamma^* = \gamma'' + (\gamma - \gamma'') D/B$;

$D + B < H_f$ la falda è trascurata.

I coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia ed i coefficienti correttivi sono dati dalle relazioni:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} e^{\pi \tan(\phi)} \quad N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

I valori del coefficiente N_γ sono riportati nella tabella seguente in funzione dell'angolo di attrito del terreno.

ϕ°	0	1	2	3	4	5	6	7	8
--------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---

N_γ	0	0.07	0.15	0.24	0.34	0.45	0.57	0.71	0.86
ϕ°	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N_γ	1.03	1.22	1.44	1.69	1.97	2.29	2.65	3.06	3.53
ϕ°	18	19	20	21	22	23	24	25	26
N_γ	4.07	4.68	5.39	6.2	7.13	8.2	9.44	10.88	12.54
ϕ°	27	28	29	30	31	32	33	34	35
N_γ	14.47	16.72	19.34	22.4	25.99	30.22	35.19	41.06	48.03
ϕ°	36	37	38	39	40	41	42	43	44
N_γ	56.31	66.19	78.03	92.25	109.41	130.22	155.55	186.54	224.64
ϕ°	45	46	47	48	49	50	-	-	-
N_γ	271.76	330.75	403.67	496.01	613.16	762.89	-	-	-

Simbologia carico limite fondazione rettangolare:

- B Base
- L Lunghezza
- eb Eccentricità secondo B
- el Eccentricità secondo L
- D Profondità del piano di posa
- Fv Componente ortogonale dell'azione sulla fondazione
- Fh Componente tangenziale dell'azione sulla fondazione
- ε Inclinazione del piano di posa
- ω Inclinazione del piano campagna
- ϕ Angolo di attrito del terreno di fondazione
- c Coesione del terreno di fondazione
- G Modulo tangenziale del terreno di fondazione
- γ_1 Peso specifico terreno superiore
- γ Peso specifico terreno di fondazione
- γ_{1Sat} Peso specifico terreno saturo superiore
- γ_{Sat} Peso specifico terreno saturo di fondazione
- Hf Profondità della falda
- W0 Peso specifico acqua

Modello terreno coesivo per il calcolo dei cedimenti

Il terreno è modellato come sequenza di strati di tipo coesivo la cui deformabilità è individuata attraverso il modulo edometrico, ovvero in base alla curva edometrica dedotta

da prove in sito. Il cedimento è calcolato secondo la teoria di Skempton e Bjerrum. Il cedimento complessivo si compone di un cedimento di consolidazione W_c e di un cedimento immediato W_0 . Il cedimento di consolidazione è valutato in funzione del cedimento edometrico secondo la relazione $W_c = \beta W_{ed}$ essendo β un parametro funzione del coefficiente A di Skempton, del rapporto H/B per la striscia ovvero di H/D per il quadrato o cerchio; i valori di β sono ottenuti dal grafico riportato di seguito.

La precedente relazione per il calcolo di W_c è applicabile ad uno strato omogeneo di spessore H ; nei casi reali di terreno stratificato la precedente non è applicabile, ma assumendo valida l'ipotesi di Steinbrenner si può porre il cedimento nella forma:

$$W_c = \sum_{i=1}^n \beta(A_i, z_i + \Delta_i, B, L) W_{ed}(z_i + \Delta_i) - \beta(A_i, z_i, B, L) W_{ed}(z_i)$$

dove:

A_i coefficiente di Skempton dello strato i^{mo}

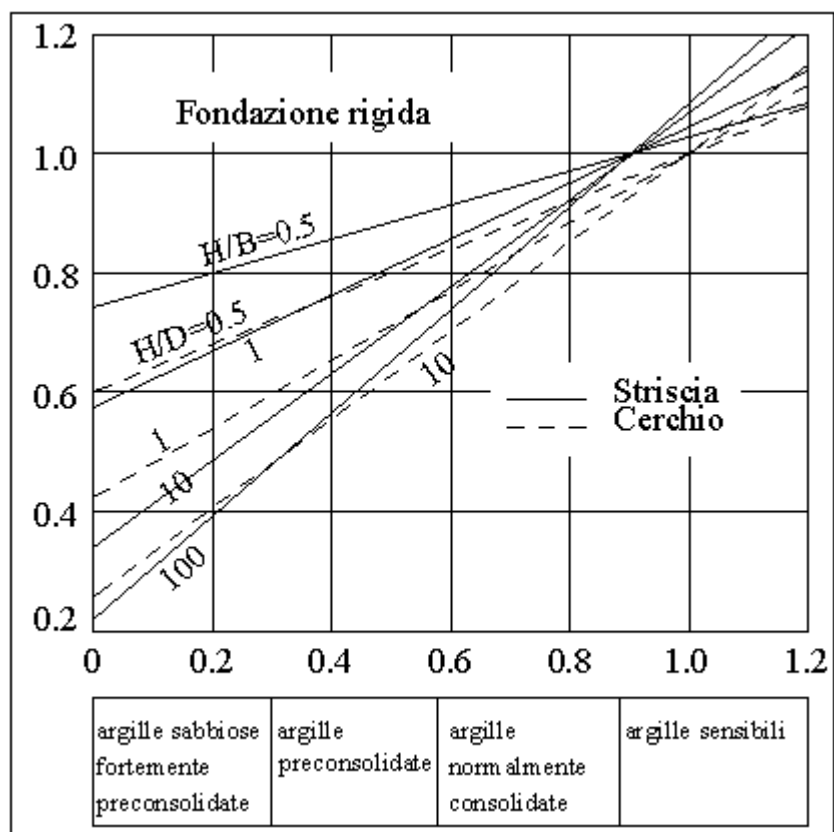
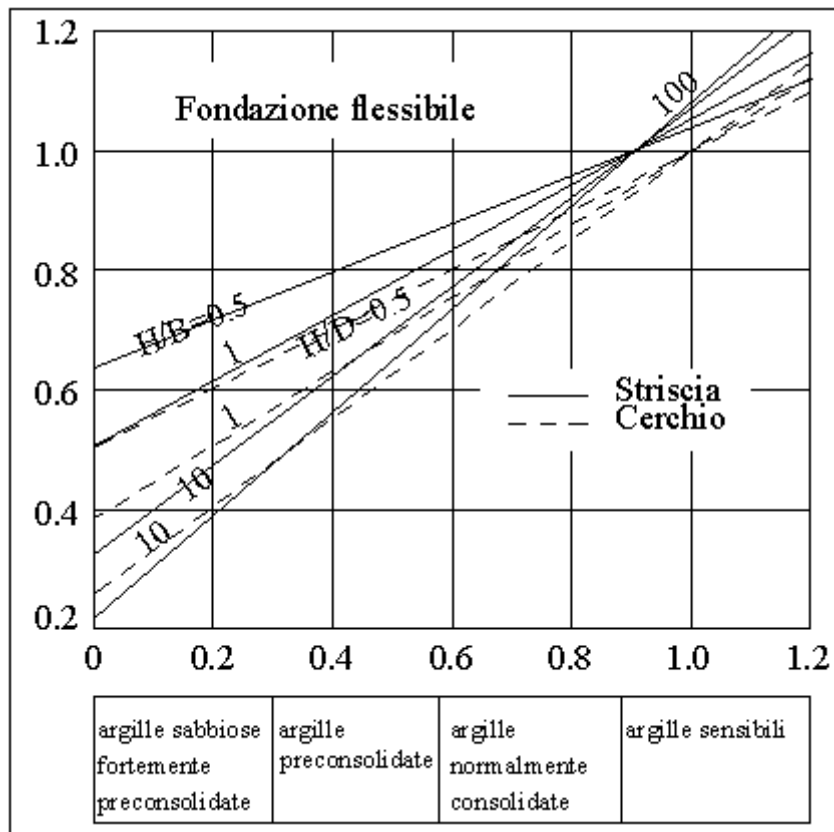
z_i quota superiore dello strato in considerazione

Δ_i spessore dello strato

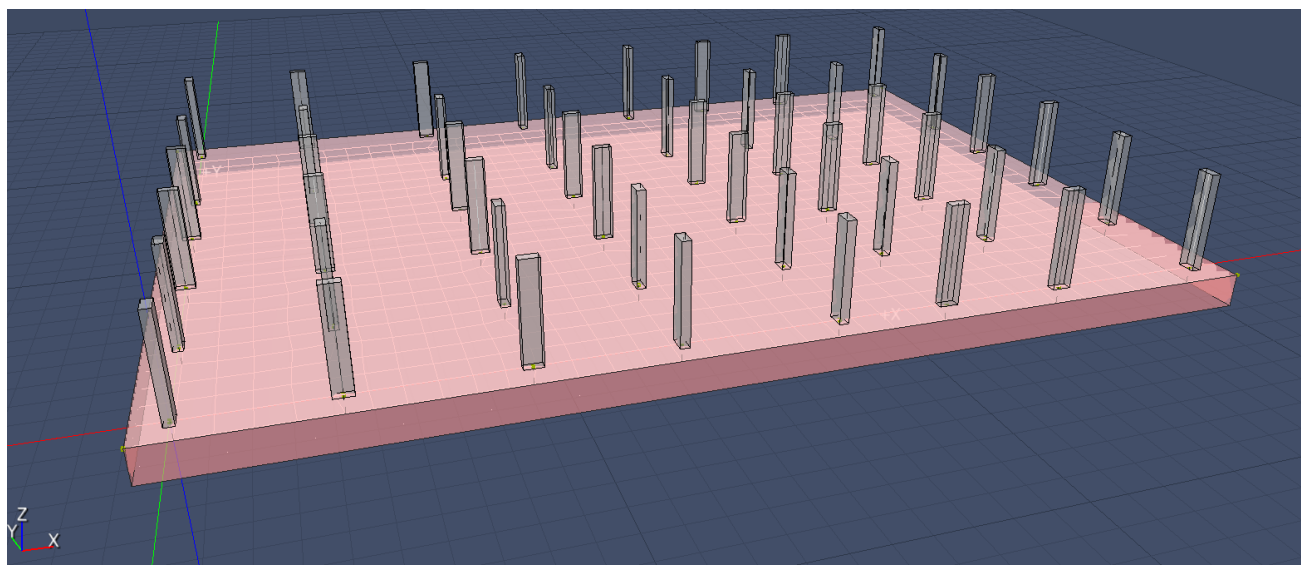
$W_{ed}(z_i)$ cedimento di uno strato ideale di spessore z_i e modulo edometrico $E_{ed\ i-1}$

$W_{ed}(z_i + \Delta_i)$ cedimento di uno strato ideale di spessore $z_i + \Delta_i$ e modulo edometrico $E_{ed\ i}$

β è letto dai diagrammi assumendo come spessore dello strato z_i ovvero $z_i + \Delta_i$



Risultati dell'analisi



Dati della fondazione rettangolare

La falda è assente.

Base B 23.99 m

Lunghezza L 33.40 m

Eccentricità eb 0.06 m

Eccentricità el 0.02 m

Forza Fv 11376326 kg

Forza Fh 0 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc
4.50	0.00	0.00	26.00	0.60	54.69	1.75	1.80

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=23.87 m ed L=33.36 m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N_q	N_c	N_γ
11.854	22.254	12.540
α_q	α_c	α_γ

1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
1.000	1.000	1.000
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
0.728	0.681	0.728
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.349	1.381	0.714
z_q	z_c	z_g
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
11.647	20.942	6.519

Di seguito si riporta una sintesi dei valori utilizzati per effettuare la verifica della fondazione.

Indice di rigidezza critico Ir_{crit} 58.710

Indice di rigidezza Ir 26.913

Azione verticale sollecitante V 11376326 kg

Azione orizzontale sollecitante H 0 kg

Eccentricità lungo B e_b 0.06 m

Eccentricità lungo L e_l 0.02 m

Carico limite verticale di calcolo Q_{lim} 35.74 kg/cmq

Carico limite verticale di progetto Q_d 15.54 kg/cmq

Coefficiente di sicurezza γ_v 2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim} 10327145 kg

Carico limite orizzontale di progetto H_d 9388314 kg

Coefficiente di sicurezza γ_h 1.100

$V=11376326 \text{ kg} \leq V_d=123769094 \text{ kg}$ **VERIFICATO**

$H=0 \text{ kg} \leq H_d=9388314 \text{ kg}$ **VERIFICATO**

La fondazione è considerata infinitamente rigida rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi.

N°	H	A	NC	Eed	P-E	γ
	m			kg/cmq		t/mc

N°	H	A	NC	Eed	P-E	γ
1	30.00	0.6	Si	250.00	----	1.80

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Profondità fondazione Df 4.50 m
 Carico netto q_{eff} 0.00 kg/cmq
 Valore medio di β 0.728
 Cedimento edometrico Wed 72 mm
 Cedimento di consolidazione Wc 53 mm
 Cedimento Immediato W0 0 mm
 Cedimento totale Wt 53 mm

Platea 0-(16+17)-II-2

Dati della fondazione rettangolare

La falda è assente.

Base B 23.99 m
 Lunghezza L 33.40 m
 Eccentricità eb 1.03 m
 Eccentricità el 0.06 m
 Forza Fv 7577454 kg
 Forza Fh 545572 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc
4.50	0.00	0.00	26.00	0.60	54.69	1.75	1.80

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=21.92 m ed L=33.28 m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N_q	N_c	N_γ
11.854	22.254	12.540

α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
0.948	0.943	0.916
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
0.729	0.682	0.729
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.321	1.351	0.737
z_q	z_c	z_g
1.000	1.000	0.925
N'_q	N'_c	N'_γ
10.820	19.333	5.709

Di seguito si riporta una sintesi dei valori utilizzati per effettuare la verifica della fondazione.

Coeff. sismico K_h	0.077
Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}}$	61.166
Indice di rigidezza I_r	28.097
Azione verticale sollecitante V	7577454 kg
Azione orizzontale sollecitante H	545572 kg
Eccentricità lungo B e_b	1.03 m
Eccentricità lungo L e_l	0.06 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	31.38 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	13.64 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim} 8073126 kg

Carico limite orizzontale di progetto H_d 7339206 kg

Coefficiente di sicurezza γ_h 1.100

$V=7577454 \text{ kg} \leq V_d=99546881 \text{ kg}$ **VERIFICATO**

$H=545572 \text{ kg} \leq H_d=7339206 \text{ kg}$ **VERIFICATO**

La fondazione è considerata infinitamente rigida rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi.

N°	H	A	NC	Eed	P-E	γ
	m			kg/cmq		t/mc
1	30.00	0.6	Si	250.00	----	1.80

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Profondità fondazione Df 4.50 m

Carico netto q_{eff} 0.00 kg/cmq

Valore medio di β 0.728

Cedimento edometrico Wed 16 mm

Cedimento di consolidazione Wc 12 mm

Cedimento Immediato W0 0 mm

Cedimento totale Wt 12 mm

Riepilogo risultati del calcolo

Elm.	Combinazione	V	Vd	CsV (>2.30)	H	Hd	CsH (>1.10)	Qd	qe	W
		kg	kg		kg	kg		kg/cmq	kg/cmq	mm
0	2	11376326	123769094	25.02	0	9388314	>100	15.54	0.61	53
	3	11376326	123769094	25.02	0	9388314	>100	15.54	0.61	53
	4	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	5	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	6	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	7	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	8	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	9	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	10	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	11	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	12	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	13	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	14	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	15	10941427	123731123	26.01	0	9194441	>100	15.54	0.56	48
	(16+17)-I-1	7575010	107795979	32.73	465000	7420111	17.55	14.48	0.14	12
	(16+17)-I-3	7585810	106344945	32.24	465000	7391545	17.49	14.40	0.14	12
	(16+17)-II-1	7583366	101046201	30.65	545572	7379276	14.88	13.72	0.14	12
	(16+17)-II-2	7577454	99546881	30.22	545572	7339206	14.80	13.64	0.14	12
Minimi coeff. sic.										
0	3			25.02						
0	(16+17)-II-2						14.80			

Wmax=53 mm

Wmin=12 mm

Verifica a scorrimento globale delle fondazione

Combinazione Combinazione di verifica

N Sforzo normale

Hd Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali

R Resistenza allo scorrimento $R=A*c+N*tg(\phi)$

CS R/Hd

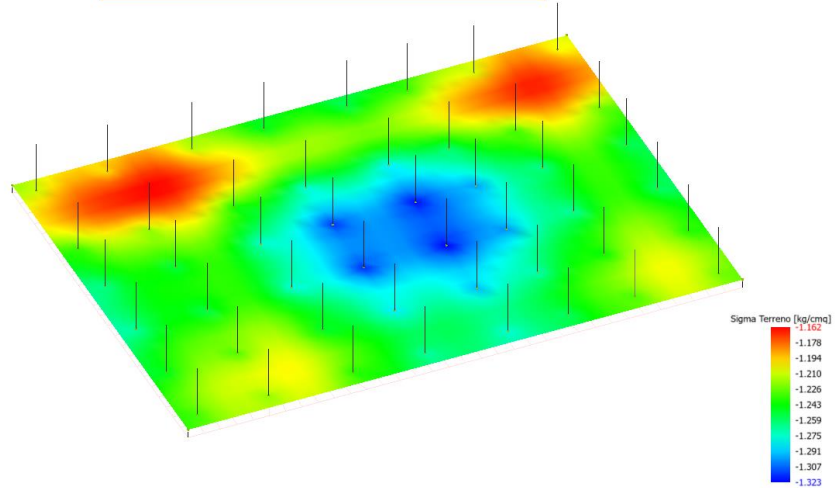
CSd Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno **A=801.1846 m²**

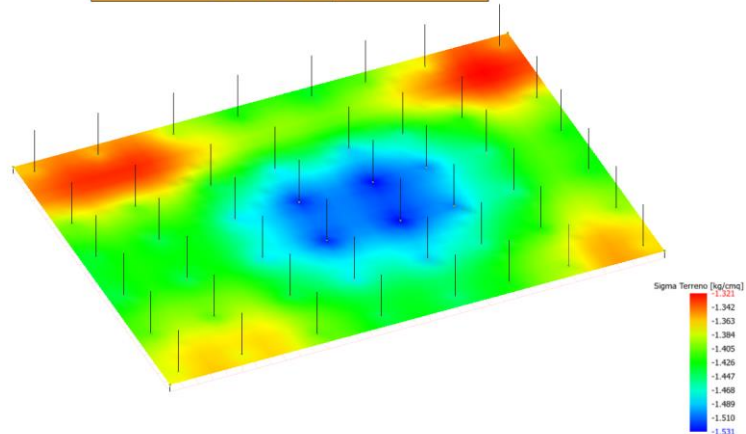
Combinazione	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
	kg	kg	kg			
2	11376326	0	10355713	--	1.10	Si
3	11376326	0	10355713	--	1.10	Si
4	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
5	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
6	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
7	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
8	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
9	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
10	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
11	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
12	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
13	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
14	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
15	10941427	0	10143598	--	1.10	Si
(16+17)-I-1	7575010	465000	8501687	18.28	1.10	Si
(16+17)-I-3	7585810	465000	8506954	18.29	1.10	Si
(16+17)-II-1	7583366	545572	8505762	15.59	1.10	Si
(16+17)-II-2	7577454	545572	8502879	15.59	1.10	Si

Distribuzione tensioni indotte al terreno nelle differenti combinazioni allo SLU

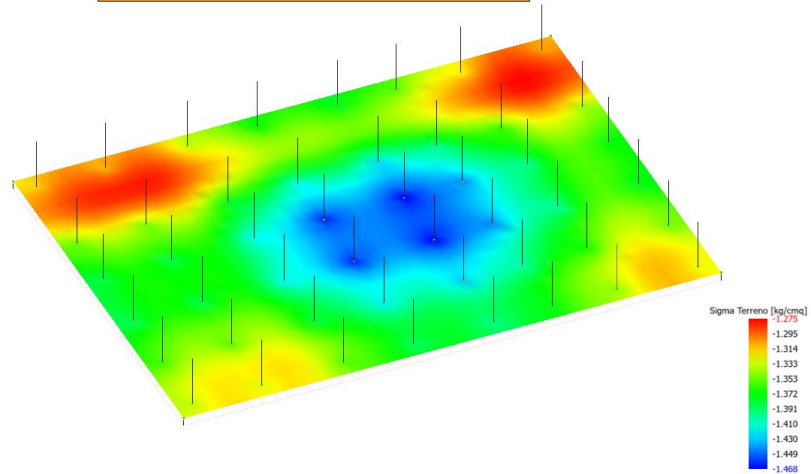
Tipo diagramma: Tensioni medie terreno
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C.1
Tensioni medie terreno aste
Tensioni medie terreno platee



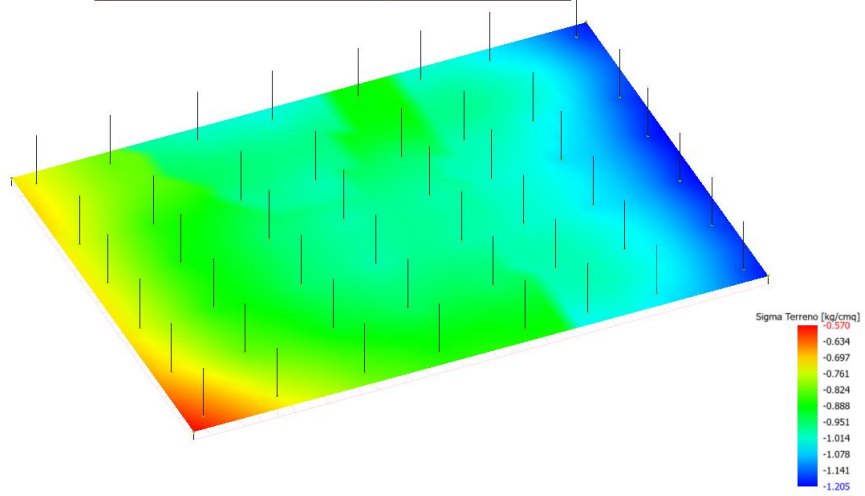
Tipo diagramma: Tensioni medie terreno
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C.2
Tensioni medie terreno aste
Tensioni medie terreno platee



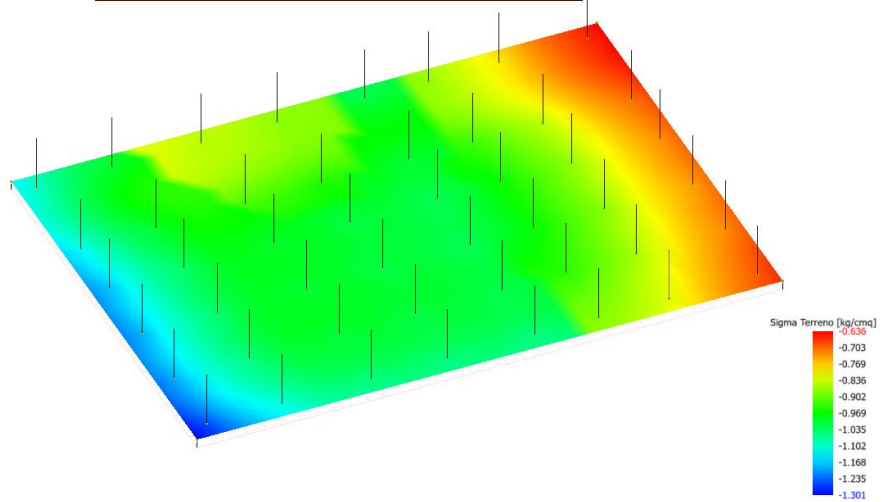
Tipo diagramma: Tensioni medie terreno
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C.4
Tensioni medie terreno aste
Tensioni medie terreno platee



Tipo diagramma: Tensioni medie terreno
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 16-I
Posizione masse N° 1
Tensioni medie terreno aste
Tensioni medie terreno platee



Tipo diagramma: Tensioni medie terreno
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 16-II
Posizione masse N° 1
Tensioni medie terreno aste
Tensioni medie terreno platee



Tipo diagramma: Tensioni medie terreno
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 17-I
Posizione masse N° 1
Tensioni medie terreno aste
Tensioni medie terreno platee

