

Regione Piemonte
Città metropolitana di Torino
Comune di Quincinetto



Interventi di riqualificazione e potenziamento aree da destinare a parco giochi e pista ciclabile con annessi impianti di ricarica biciclette
D.P.C.M. 21/09/2020 - CIG: A02545C271 - CUP: I28E22000690001

PROGETTO ESECUTIVO



PROGETTO - PASSERELLA CICLOPEDONALE SUL TORRENTE RENANCHIO
Relazione sulle fondazioni

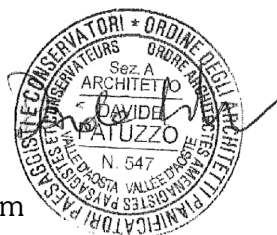
Committente: Comune di Quincinetto



Arch. Davide PATUZZO

Via Nazionale per Carema 12/F
Pont-Saint-Martin (AO)
tel. 3497908578
arch.davidepatuzzo@libero.it
www.studioarchitetturagrosso.com

Consulenza strutturale
Ing. Lorenzo D'Imperio
Via Roma n.46 - Donnas (AO)

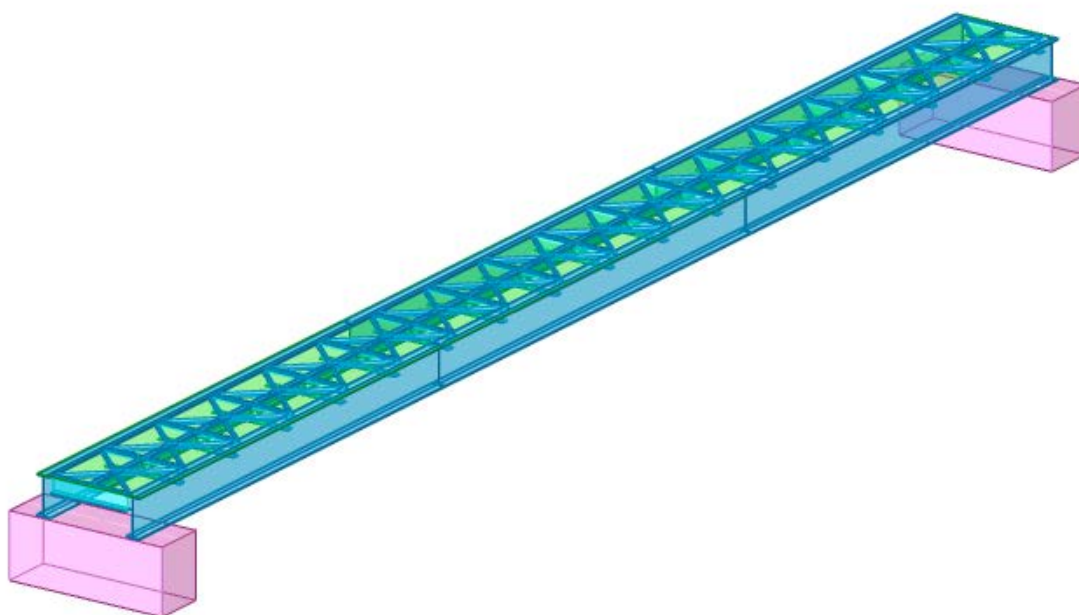


Data : 10/10/2024

Tavola
ST1

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

(ai sensi dell'Art. 93, c.3, DPR 380/2001 – DM 17/01/2018, cap. 10.1)



Sommario

Premessa	3
1. Riferimenti Normativi.....	3
2. Descrizione delle opere in sito	3
3. Parametri di analisi	5
3.1 Parametri di analisi struttura	5
4. Scelte tipologiche e caratterizzazione geotecnica	8
4.1 Caratterizzazione geotecnica del sito	9
4.2 Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica.....	9
5. Pressioni terreno.....	12
5.1 Pressioni terreno in SLU	12
5.2 Pressioni terreno in SLV/SLVf/SLUEcc	13
5.3 Pressioni terreno in SLE/SLD	14
5.4 Cedimenti fondazioni superficiali.....	15

Premessa

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale delle fondazioni in accordo con le prescrizioni contenute nel paragrafo 10.1 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte a "regola d'arte" dal progettista, secondo i dettami della scienza e tecnica delle costruzioni. Il dimensionamento degli elementi strutturali è avvenuto in conformità alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018) utilizzando il metodo agli stati limite e rispettando le prescrizioni previste dalla suddetta normativa. La relazione riporta le analisi svolte con l'ausilio di software per l'analisi strutturale, al fine di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli svolti e di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

1. Riferimenti Normativi

D.M. LL. PP. 11-03-88

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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88

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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

Circolare 7 21-01-19 C.S.LL.PP

Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle N.T.C. di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2. Descrizione delle opere in sito

L'intervento prevede la realizzazione di una passerella ciclo-pedonale di attraversamento del torrente Renanchio presso il comune di Quincinetto.

La passerella in progetto sarà realizzata in corrispondenza di un tratto dove le sponde del torrente Renanchio sono protette da scogliere a grossi blocchi intasati di malta cementizia. La struttura in progetto sarà ancorata ai plinti esistenti che insistono sui due lati della scogliera. Questi plinti in calcestruzzo armato risultano essere in buono stato di conservazione, essi costituivano le spalle di una precedente passerella ora non più presente.

Le NTC 2018 recitano:

"Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;*
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;*
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto."*

Dato che non si ricade nelle condizioni suddette, non sono previsti in progetto nuovi interventi in fondazione.

Nel corso della progettazione è stato tuttavia considerato e modellato il sistema di fondazione esistente per analizzare e riportare le pressioni agenti.

La **struttura in oggetto** è stata analizzata secondo la norma D.M. 17-01-18 (N.T.C.), considerandola come tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari. In particolare, si è prevista, in accordo con il committente, una vita nominale dell'opera di $V_n=50$ anni per una classe d'uso II, e quindi una vita di riferimento di 50 anni (NTC18 e NTC08 §2.4.3).

L'opera è edificata in località Torino, Quincinetto; Latitudine ED50 45,5558° (45° 33' 21"); Longitudine ED50 7,8096° (7° 48' 34"); Altitudine s.l.m. 351,16 m. (coordinate esatte: 45,555811 7,809566).

L'area in esame ricade in zona sismica 3 come indicato dalla D.G.R. n. -997 del 30 dicembre 2019.

PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo in condizioni ideali su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. I tre parametri fondamentali (accelerazione a_g , fattore di amplificazione F_o e periodo T^*C) si ricavano per ciascun nodo del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R previsto, espresso in anni; quest'ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento V_r della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell'arco della vita di riferimento. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3.2.I del §3.2.1 della norma; i valori di P_{Vr} forniti in tabella possono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici:

PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	50	
Ag/g SLD	0.0247	
Fo SLD	2.592	
Tc* SLD	0.19	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	475	
Ag/g SLV	0.0478	
Fo SLV	2.74	
Tc* SLV	0.28	[s]

Risposta sismica locale

Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Gli effetti stratigrafici sono legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno. Gli effetti topografici sono invece legati alla configurazione topografica del piano campagna ed alla possibile focalizzazione delle onde sismiche in punti particolari (pendii, creste).

Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in sito e considerando le condizioni topografiche locali (NTC18 e NTC08 §3.2.2). Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s la caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo consente di identificare il sottosuolo prevalente nella categoria C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (NTC18 e NTC08 Tab. 3.2.II).

Categoria suolo C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Categoria topografica T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

In base alle categorie scelte si sono infine adottati i seguenti coefficienti di amplificazione e spettrali:

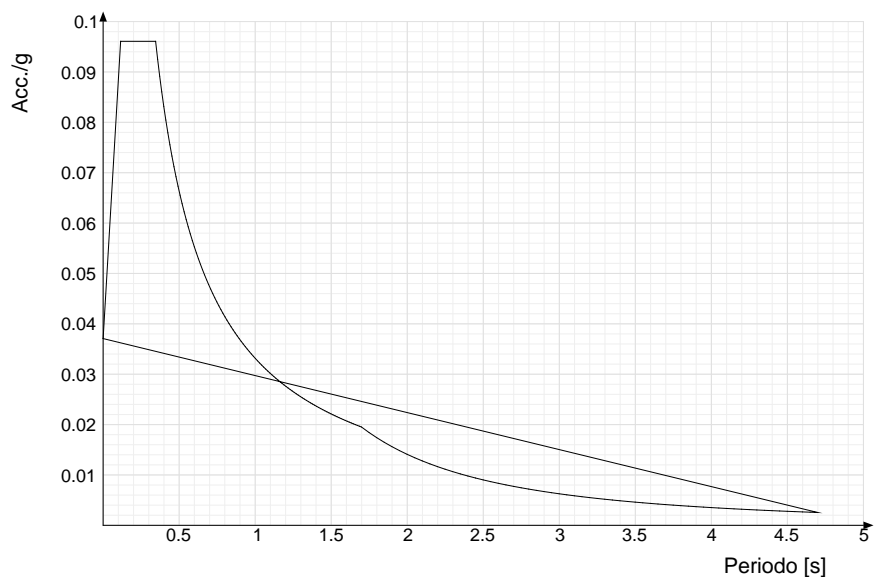
$$S_s = 1,20$$

$$S_t = 1,00$$

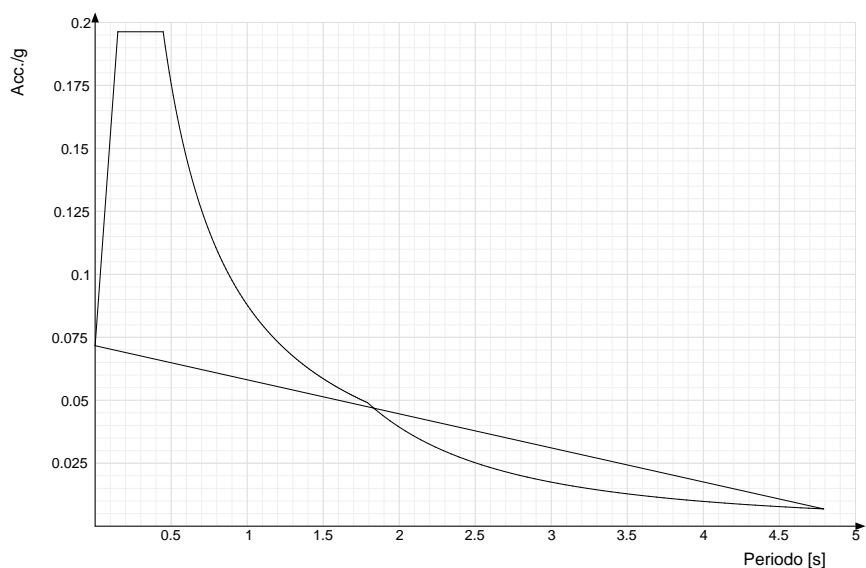
$$S = S_s * S_t = 1,20$$

Si riportano infine gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



3. Parametri di analisi

3.1 Parametri di analisi struttura

Si è condotta una analisi di tipo Lineare dinamica su una costruzione di acciaio.

Si è considerata una classe di duttilità Non dissipativa, a cui corrispondono per la struttura in esame i seguenti fattori di struttura:

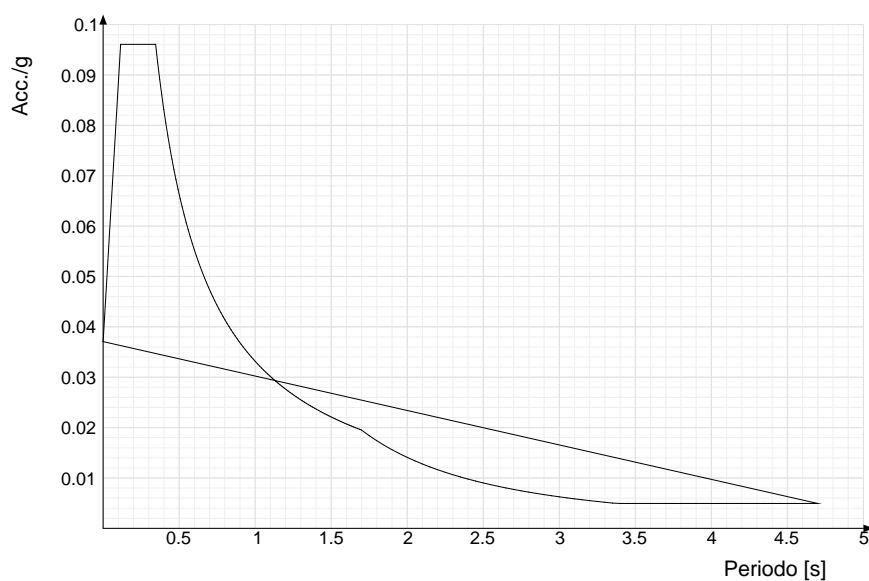
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1

Altri parametri che influenzano l'azione sismica di progetto sono riassunti in questo prospetto:

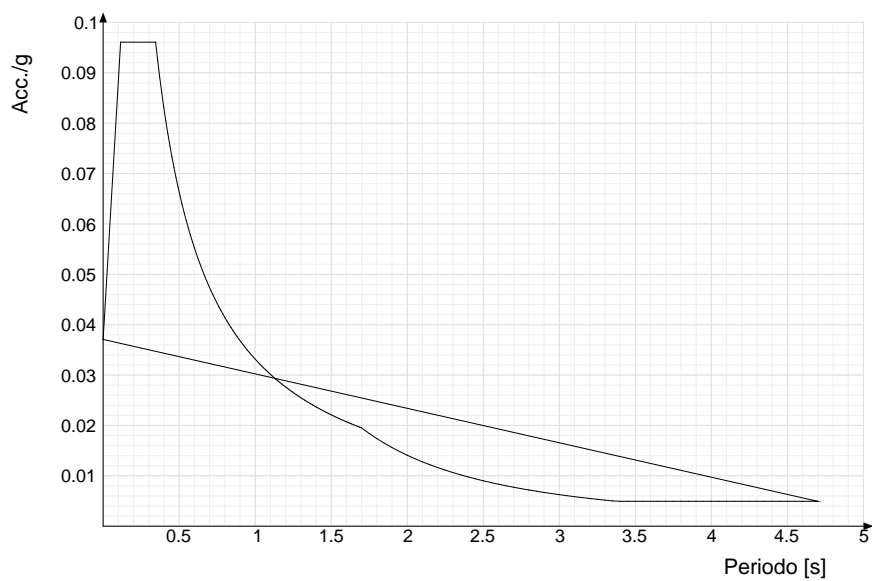
Smorzamento viscoso (%)	5	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[cm]

Nell'analisi dinamica modale si sono analizzati 20 modi di vibrare valutati secondo il metodo di Ritz.

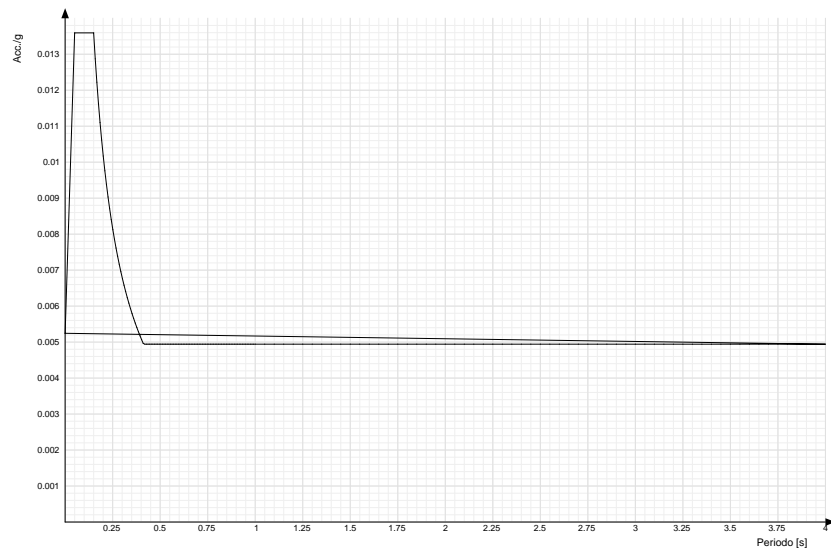
Si riportano gli spettri di risposta di progetto delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5".



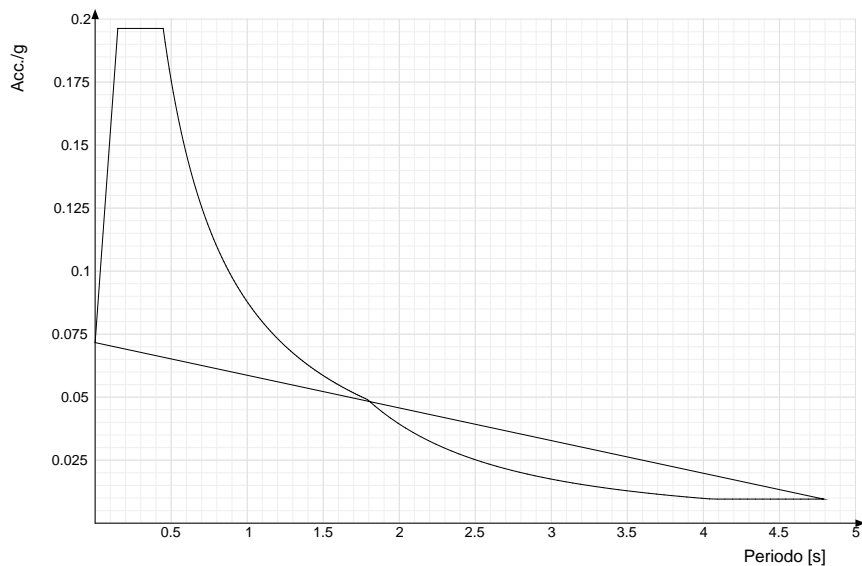
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5".



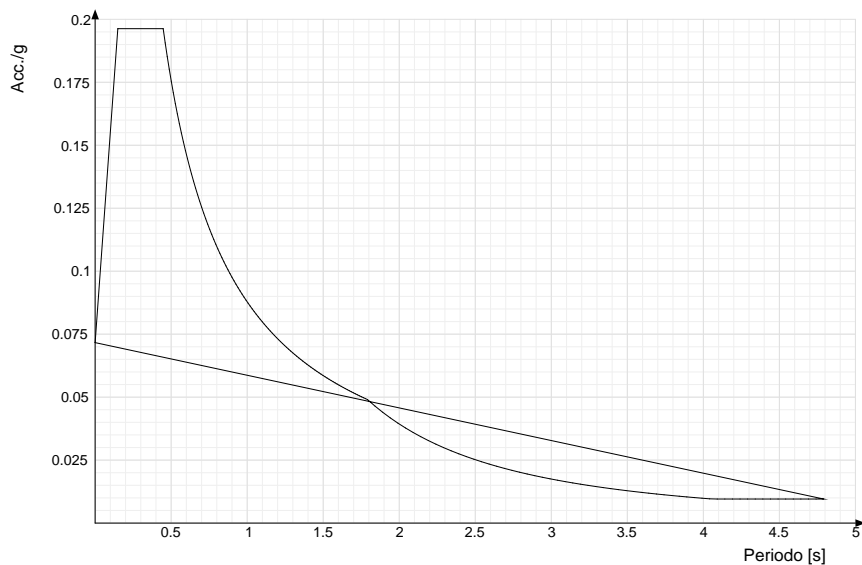
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5".



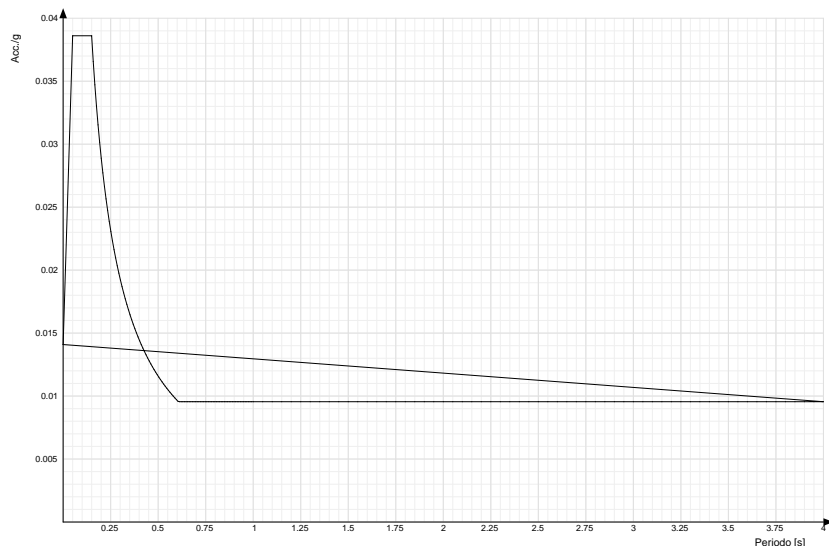
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5".



Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri geotecnici di verifica:

Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1

Viene riepilogata la pericolosità sismica di base del sito in esame:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	30	Default (0,0198)	Default (2,598)	Default (0,16)
SLD	Default (63)	50	Default (0,0247)	Default (2,592)	Default (0,19)
SLV	Default (10)	475	Default (0,0478)	Default (2,74)	Default (0,28)
SLC	Default (5)	975	Default (0,0564)	Default (2,801)	Default (0,3)

4. Scelte tipologiche e caratterizzazione geotecnica

Nella modellazione si è considerata la presenza di fondazioni superficiali, schematizzando il suolo con un letto di molle elastiche di assegnata rigidezza. In direzione orizzontale si è considerata la struttura bloccata.

I valori di default dei parametri di modellazione del suolo, cioè quelli adottati dove non diversamente specificato, sono i seguenti:

Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)	3	[daN/cm ³]
K punta palo (default)	4	[daN/cm ³]
Pressione limite punta palo (default)	10	[daN/cm ²]

Per elementi nei quali si sono valutati i parametri geotecnici in funzione della stratigrafia sottostante si sono adottate le seguenti formulazioni di letteratura:

Metodo di calcolo della K verticale	Vesic
Metodo di calcolo della capacità portante	Vesic
Metodo di calcolo della pressione limite punta palo	Vesic

La resistenza limite offerta dai pali in direzione orizzontale e verticale è funzione dell'attrito e della coesione che si può sviluppare all'interfaccia con il terreno. Oltre ai dati del suolo, descritti nelle seguenti stratigrafie, hanno influenza anche i seguenti parametri:

Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35

Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7

4.1 Caratterizzazione geotecnica del sito

La caratterizzazione geotecnica del suolo viene determinata, così come la tipologia di sottosuolo, sulla base della relazione geologica, geotecnica e sismica a firma del dott. Geol. Donato Marco. Si riportano di seguito le caratteristiche geotecniche dei terreni:

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Natura geologica: natura geologica del terreno (granulare, coesivo, roccia).

Coesione (c'): coesione efficace del terreno. [daN/cm²]

Coesione non drenata (Cu): coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [daN/cm²]

Angolo di attrito interno φ: angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Angolo di attrito di interfaccia δ: angolo di attrito all'interfaccia tra terreno-cla. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cla, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

Coeff. di spinta K0: coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

γ naturale: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm²]

v: coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Qualità roccia RQD (0;1): rock quality degree. Indice di qualità della roccia, assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore è adimensionale.

Descrizione	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno φ	Angolo di attrito di interfaccia δ	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v	Qualità roccia RQD (0;1)
Scogliera	Generico	20	0	40	0	1	0.36	0.0023	0.0023	900	0.3	0

4.2 Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica

Modello di fondazione

Le travi di fondazione sono modellate tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastico alla Winkler. Le fondazioni a plinto superficiale sono modellate con un numero elevato di molle verticali elastiche agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale. Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastiche agenti nei nodi delle mesh.

Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (Rd) e quelle instabilizzanti (Ed):

$$Rd = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$Ed = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

Tx, Ty = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

tan(phi) = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

ca = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;

B, L = dimensioni della fondazione;
 alpha = fattore di riduzione della spinta passiva;
 Sp = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;
 gamma rs = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento $FS=R_d/E_d$ sia non minore di un prefissato limite.

Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (R_d) ed il carico agente (E_d), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

gamma' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;
 B = larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);
 L = lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);
 c = coesione dello strato di fondazione;
 cu = coesione non drenata dello strato di fondazione;
 q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
 Nc, Nq, Ny = fattori di capacità portante;
 sc, sq, sy = fattori di forma della fondazione;
 dc, dq, dy = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
 ic, iq, iy = fattori di inclinazione del carico;
 bc, bq, by = fattori di inclinazione della base della fondazione;
 gc, gq, gy = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ($\beta > 0$) e $\phi = 0$, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

$0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$ con $N_\gamma = -2 \cdot \tan \beta$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$\begin{aligned}
N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; \quad N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi \\
s_c &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \\
d_c &= 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1 \\
i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^m; \\
i_\gamma &= \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{m+1} \\
g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \text{tg} \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q \\
b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \text{tg} \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q \\
k &= \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}
\end{aligned}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

phi = angolo di attrito dello strato di fondazione;

ca = aderenza alla base della fondazione;

nu = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (nu = 0 se orizzontale);

beta = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale

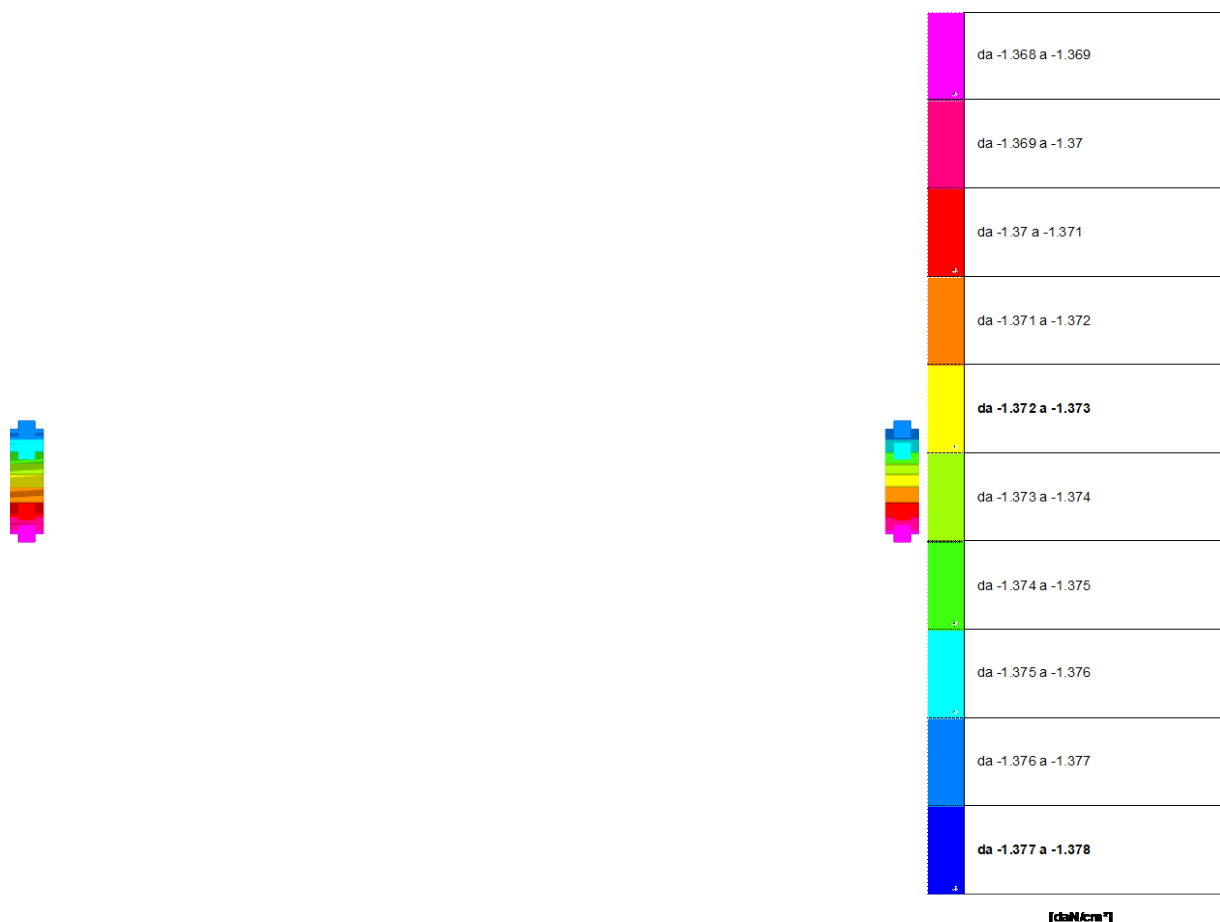
kh, cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci** e **Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_\gamma = e_q$$

5. Pressioni terreno

5.1 Pressioni terreno in SLU



Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLU.

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

Pressione minima: situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Pressione massima: situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

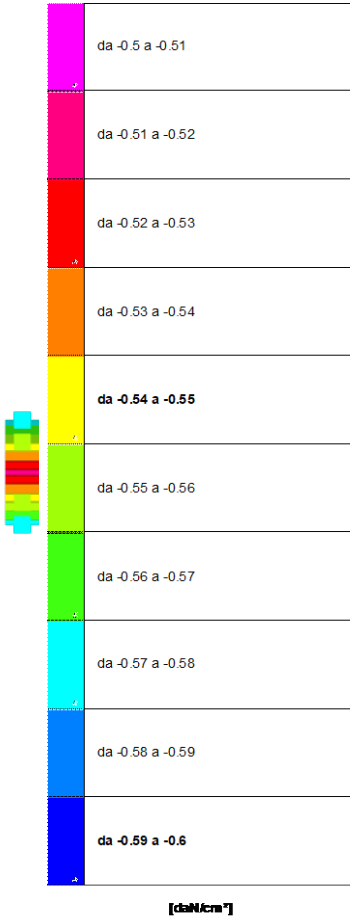
Compressione estrema massima -1.3768 al nodo di indice 9, di coordinate x = 2205, y = 567, z = 0, nel contesto SLU 27.

Spostamento estremo minimo -0.45893 al nodo di indice 9, di coordinate x = 2205, y = 567, z = 0, nel contesto SLU 27.

Spostamento estremo massimo -0.16662 al nodo di indice 3, di coordinate x = 2205, y = 317, z = 0, nel contesto SLU 1.

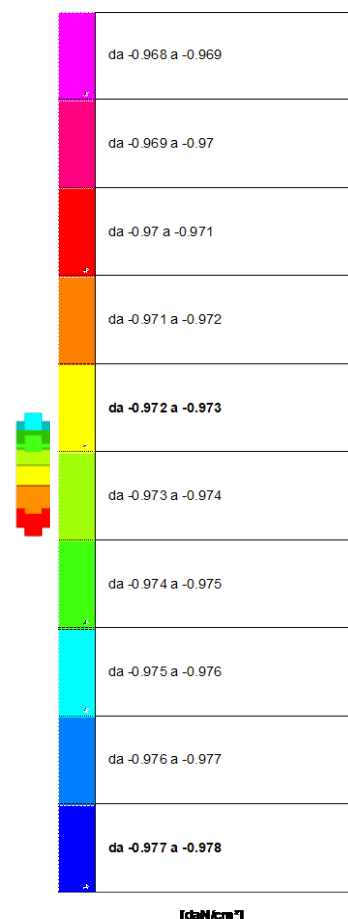
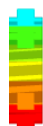
Nodo	Pressione minima			Pressione massima		
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
2	SLU 27	-0.45625	-1.36875	SLU 1	-0.16662	-0.49987
3	SLU 27	-0.45625	-1.36875	SLU 1	-0.16662	-0.49986
4	SLU 27	-0.4568	-1.37039	SLU 1	-0.16667	-0.5
5	SLU 27	-0.4568	-1.3704	SLU 1	-0.16667	-0.5
6	SLU 27	-0.45836	-1.37509	SLU 1	-0.1668	-0.5004
7	SLU 27	-0.45837	-1.3751	SLU 1	-0.1668	-0.50039
8	SLU 27	-0.45893	-1.37679	SLU 1	-0.16685	-0.50054
9	SLU 27	-0.45893	-1.3768	SLU 1	-0.16685	-0.50054

5.2 Pressioni terreno in SLV/SLVf/SLUEcc



Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLV/SLVf/SLUEcc.

5.3 Pressioni terreno in SLE/SLD



Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLE/SLD.

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

Pressione minima: situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Pressione massima: situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Compressione estrema massima -0.97543 al nodo di indice 9, di coordinate x = 2205, y = 567, z = 0, nel contesto SLE rara 6.

Spostamento estremo minimo -0.32514 al nodo di indice 9, di coordinate x = 2205, y = 567, z = 0, nel contesto SLE rara 6.

Spostamento estremo massimo -0.16205 al nodo di indice 3, di coordinate x = 2205, y = 317, z = 0, nel contesto SLD 7.

Nodo Ind.	Pressione minima			Pressione massima		
	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
2	SLE RA 6	-0.32335	-0.97006	SLD 11	-0.16205	-0.48616
3	SLE RA 6	-0.32335	-0.97006	SLD 7	-0.16205	-0.48615
4	SLE RA 6	-0.32372	-0.97116	SLD 11	-0.16638	-0.49913
5	SLE RA 6	-0.32372	-0.97116	SLD 7	-0.16637	-0.49912
6	SLE RA 6	-0.32476	-0.97429	SLD 9	-0.16654	-0.49962
7	SLE RA 6	-0.32476	-0.97429	SLD 5	-0.16654	-0.49962
8	SLE RA 6	-0.32514	-0.97542	SLD 9	-0.16234	-0.48701
9	SLE RA 6	-0.32514	-0.97543	SLD 5	-0.16233	-0.487

5.4 Cedimenti fondazioni superficiali

Nodo: nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

spostamento nodale massimo: situazione in cui si verifica lo spostamento massimo verticale nel nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento massimo con segno è quello con valore massimo lungo l'asse Z, dove valori positivi rappresentano spostamenti verso l'alto.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce lo spostamento.

uz: spostamento verticale del nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento è dotato di segno. [cm]

Press.: pressione sul terreno corrispondente allo spostamento. Valori positivi indicano trazione, valori negativi indicano compressione. [daN/cm²]

spostamento nodale minimo: situazione in cui si verifica lo spostamento minimo verticale del nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento minimo con segno è quello con valore minimo lungo l'asse Z, dove valori negativi rappresentano spostamenti verso il basso.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce lo spostamento.

uz: spostamento verticale del nodo calcolato dal solutore ad elementi finiti. Lo spostamento è dotato di segno. [cm]

Press.: pressione sul terreno corrispondente allo spostamento. Valori positivi indicano trazione, valori negativi indicano compressione. [daN/cm²]

Cedimento elastico: cedimento teorico elastico massimo.

Cont.: nome breve della combinazione di carico in cui è stato calcolato il cedimento teorico elastico massimo.

v.: valore del cedimento teorico elastico massimo. [cm]

Cedimento edometrico: cedimento teorico edometrico massimo.

Cont.: nome breve della combinazione di carico in cui è stato calcolato il cedimento teorico edometrico massimo.

v.: valore del cedimento teorico edometrico massimo. [cm]

Cedimento di consolidazione: cedimento teorico di consolidazione massimo.

Cont.: nome breve della combinazione di carico in cui è stato calcolato il cedimento teorico di consolidazione massimo.

v.: valore del cedimento teorico di consolidazione massimo. [cm]

Spostamento estremo minimo -0.32514 al nodo di indice 9, di coordinate x = 2205, y = 567, z = 0, nel contesto SLE rara 6.

Spostamento estremo massimo -0.16205 al nodo di indice 3, di coordinate x = 2205, y = 317, z = 0, nel contesto SLD 7.

Nodo Ind.	spostamento nodale massimo			spostamento nodale minimo		
	Cont.	uz	Press.	Cont.	uz	Press.
2	SLD 11	-0.16205	-0.48616	SLE RA 6	-0.32335	-0.97006
3	SLD 7	-0.16205	-0.48615	SLE RA 6	-0.32335	-0.97006
4	SLD 11	-0.16638	-0.49913	SLE RA 6	-0.32372	-0.97116
5	SLD 7	-0.16637	-0.49912	SLE RA 6	-0.32372	-0.97116
6	SLD 9	-0.16654	-0.49962	SLE RA 6	-0.32476	-0.97429
7	SLD 5	-0.16654	-0.49962	SLE RA 6	-0.32476	-0.97429
8	SLD 9	-0.16234	-0.48701	SLE RA 6	-0.32514	-0.97542
9	SLD 5	-0.16233	-0.487	SLE RA 6	-0.32514	-0.97543