

COMUNE DI Forno San Giovanni

PROVINCIA DI BERGAMO

COMMITTENTE

Comune di Forno San Giovanni

Nuovo Campus Scolastico con strutture sovracomunali per l'aggregazione, lo sviluppo e la socialità permanente dei minori

SCUOLA PRIMARIA E SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO

CUP F15E21000070006

Realizzato con il contributo di:

REGIONE LOMBARDIA

Direzione Generale Istruzione, Università, Ricerca, Innovazione e Semplificazione

UNITA' ORGANIZZATIVA EDILIZIA SCOLASTICA,

ASSE I POR FESR 2014-2020 E INTERVENTI PER LA RIPRESA ECONOMICA

PIANO LOMBARDIA - BANDO "SPAZIO ALLA SCUOLA"

(Decreto n. 17935 del 21/12/2021)



R.U.P.
Ing. Fabio Carminati

PROGETTO ESECUTIVO



FRN_E_STR_006

RELAZIONE GEOLOGICA

PROGETTISTI

SETTANTA7 s.r.l

arch. Daniele Rangone arch. Elena Rionda



Goggia & Associati Studio di Ingegneria

ing. Bruno Naldini



Digierre3

ing. Fabio Corbani ing. Ferruccio Galmozzi



OPERA MISTA s.r.l

ing. Carlo Micheletti



COLLABORATORI E CONSULENTI

ing. Manuel Maggi
ing. Claudio Fedrighini
ing. Maverick Tulipani

REV.

Data

Descrizione

00

03/09/2024

Prima emissione



SOMMARIO

1 // 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO PER LA GEOTECNICA	2
2 // DESCRIZIONE DELLE OPERE IN SITO	3
3 // PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE	5
3.1 // Parametri di analisi.....	9
 4 // PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE	14
4.1 // Tipologia di fondazione.....	14
4.2 // Elementi di fondazione	16
4.2.1 Fondazioni di piastre	16
4.3 // Programma delle indagini e delle prove geotecniche	17
4.4 // Sondaggi del sito.....	17
4.5 // Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito	19
4.5.1 Terreni.....	19
 5 // MODELLAZIONE DEL SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI E DI VERIFICA.....	21
5.1 // Modello di fondazione.....	21
 6 // VERIFICHE DELLE FONDAZIONI.....	26
6.1 // Verifiche piastre C.A. di fondazione	26
6.2 // Pressioni terreno in SLU.....	35
6.3 // Pressioni terreno in SLV/SLVf/SLUEcc	38
6.3.1.7.4 Pressioni terreno in SLE/SLD	40
6.4 // Cedimenti fondazioni superficiali	41



I // I. NORMATIVA DI RIFERIMENTO PER LA GEOTECNICA

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2018

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Circolare 21 gennaio 2019, n.7.

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

NORMA TECNICA UNI EN 1997-1:2005 (EUROCODICE 7 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA)

Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

NORMA TECNICA UNI EN 1998:2005 (EUROCODICE 8 - PROGETTAZIONE SISMICA)

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

D.M. 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 (norma possibile se si opera in Zona sismica 4, attuali Classi I e II).





2 // DESCRIZIONE DELLE OPERE IN SITO

La struttura principale portante è costituita da pareti in legno Xlam integrate da pilastri in legno lamellare gl24 h e acciaio di classe S275; le pareti perimetrali sono a 5 strati di sp. 120 mm (30+20+20+20+30) mentre quelle che separano locali interni sono a 5 strati di sp. 140 mm (30+20+40+20+30).

I pilastri di legno hanno sezioni 16x18 cm e 22x36 (zona palestra).

I pilastri in acciaio sono realizzati con profili circolari cavi che hanno rispettivamente sezione 177,8x8 mm, profili HEA/HEB/HEM 120, HEA140.

Il solaio è costituito da travi principali in acciaio S275 con profili HEA200, HEA360, HEA 500, HEA 600, IPE400, IPE500, che poggiano direttamente sui pilastri in acciaio e in alcuni casi escono a sbalzo (HEA 500 e HEA 600), travi in legno lamellare gl24h di sezioni 18X72, 12X76, 14X40, 18X44, 16X44, 14X116, 16X24, 16X32, 22x48 (zona palestra) e architravi in xlam sp. 12 cm altezza 113 cm.

Il solaio è completato con pannelli nervati costituiti da travetti in legno lamellare gl24h e xlam 3 strati di sp. 100mm (35+30+35) collaboranti. La sezione dei travetti è in relazione alla luce del solaio, ed in particolare:

- Solai con $L < 450$ cm: sezione 16x24 cm
- Solai con $450 < L < 550$ cm: sezione 16x28 cm
- Solai con $550 < L < 650$ cm: sezione 16x36 cm
- Solai con $650 < L < 750$ cm: sezione 16x40 cm

La collaborazione tra travetti e xlam è solo per la verifica a deformata e vibrazione del solaio. La verifica agli sls e al fuoco è garantita dal travetto stesso.

Il pannello in xlam sp. 100 mm garantisce al solaio adeguata rigidità membranale per costituire piano rigido e ridistribuire opportunamente gli sforzi sismici di piano.

Il solaio di copertura rispecchia all'incirca l'andamento del solaio di interpiano con sezioni differenti; è costituito da travi principali in acciaio S275 con profili HEA180, HEA 280, HEA 500, HEA 600, IPE400, IPE450, IPE500, che poggiano direttamente sui pilastri in acciaio e in alcuni casi escono a sbalzo (HEA400 e HEA 600), travi in legno lamellare gl24h di sezioni 12x40, 12x32, 12X96, 14x28, 14x32, 16x36, 14x40, 14x52, 16x44, 22X48, 22x152 (zona palestra) e architravi in xlam sp. 12 cm altezza 125 cm. Le travi in legno 22x152 della zona palestra escono a sbalzo e sorreggono il ballatoio a piano primo che risulta appeso tramite pilastri in legno lamellare di sezione 12x14.

Il solaio di copertura è completato con pannelli nervati costituiti da travetti in legno lamellare gl24h e xlam 3 strati di sp. 60mm (20+20+20) collaboranti. La sezione dei travetti è in relazione alla luce del solaio, ed in particolare:





- Solai con $L < 350$ cm: sezione 14x14 cm
- Solai con $350 < L < 500$ cm: sezione 14x20 cm
- Solai con $500 < L < 600$ cm: sezione 14x24 cm
- Solai con $600 < L < 750$ cm: sezione 14x28 cm
- Solai con $750 < L < 800$ cm: sezione 14x32 cm
- Solai con $960 < L < 1100$ cm: sezione 14x36 cm

La collaborazione tra travetti e xlam è solo per la verifica a deformata e vibrazione del solaio. La verifica agli sls e al fuoco è garantita dal travetto stesso.

Il pannello in xlam sp. 60 mm garantisce al solaio adeguata rigidità membranale per costituire piano rigido e ridistribuire opportunamente gli sforzi sismici di piano.

La fondazione è una platea di sp. 30 cm in calcestruzzo armato con cemento di classe C25/30 e armature in acciaio ad aderenza migliorata tipo B450C, nervata con cordoli in calcestruzzo armato in corrispondenza delle pareti interne e perimetrali al fine di sopraelevare il legno al di sopra dei massetti e del livello del terreno al fine di garantirne maggiore durabilità e protezione.

Il controvento alle azioni orizzontali di sisma e vento è garantito dal comportamento a parete dell'xlam connesso opportunamente alla fondazione con angolari a trazione e taglio.

All'interno dell'edificio sono presenti n. 3 scale in acciaio denominate Scala A, Scala B e Scala C. La Scala A, in posizione centrale ha uno sviluppo ad una rampa composta da cosciali UPN 300 in acciaio S275 che poggiano sulla platea e sulla trave IPE 500. I gradini vengono realizzati con tubolati 80x80x4 con lamiera sp. 3 mm.

Le scale B e C laterali vengono realizzate con profili UPN 220 in acciaio S275 poggianti sulla platea e sull'xlam di parete. I gradini vengono realizzati con con tubolati 80x80x4 con lamiera sp. 3 mm.

Il legno lamellare di travi e pilastri è di classe GL24h.

I pannelli di xlam sono composti da strati incrociati e incollati di assi in abete massello C24.

Gli elementi in acciaio sono di classe S275.

Il cemento è di classe C25/30 armato con barre in acciaio ad aderenza migliorata tipo B450C.

Tutte le strutture sono verificate R60 al fuoco.

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 III, e quindi una vita di riferimento di 75 anni (NTC18 e NTC08 §2.4.3).

L'opera è edificata in località Bergamo, Fornovo San Giovanni; Latitudine ED50 45,4984° (45° 29' 54"); Longitudine ED50 9,6795° (9° 40' 46"); Altitudine s.l.m. 109,97 m. (coordinate esatte: 45,498378 9,679542).





3 // 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 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	75.43
Ag/g SLD	0.05
Fo SLD	2.43
Tc* SLD	0.239 [s]
PVr SLV (%)	10
Tr SLV	711.84
Ag/g SLV	0.131
Fo SLV	2.45
Tc* SLV	0.277 [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).

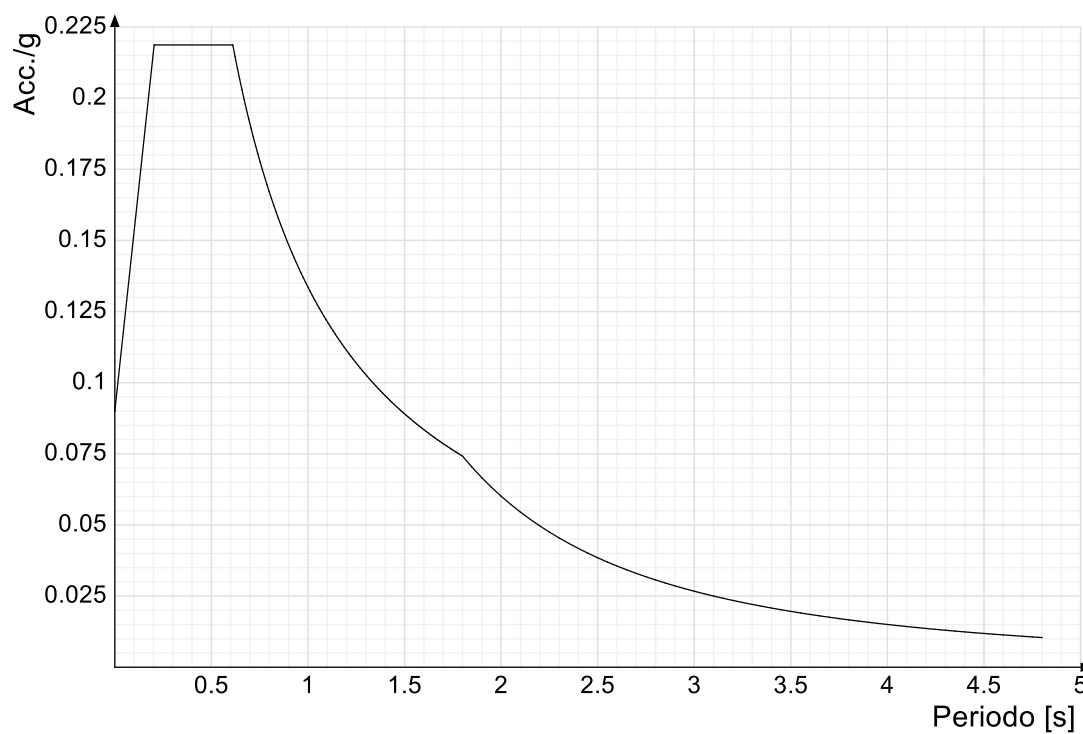
Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in sito e considerando le condizioni topografiche locali (NTC18 e NTC08 §3.2.2). Per la valutazione del coefficiente di amplificazione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

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

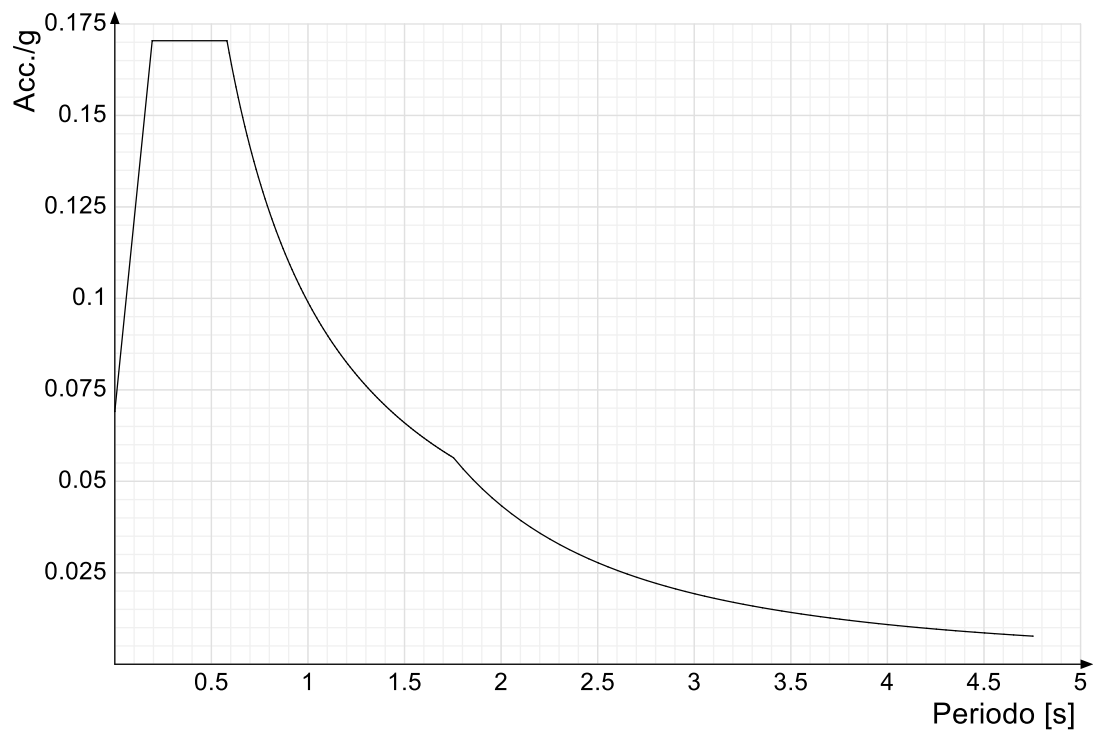
Si riportano infine gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

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

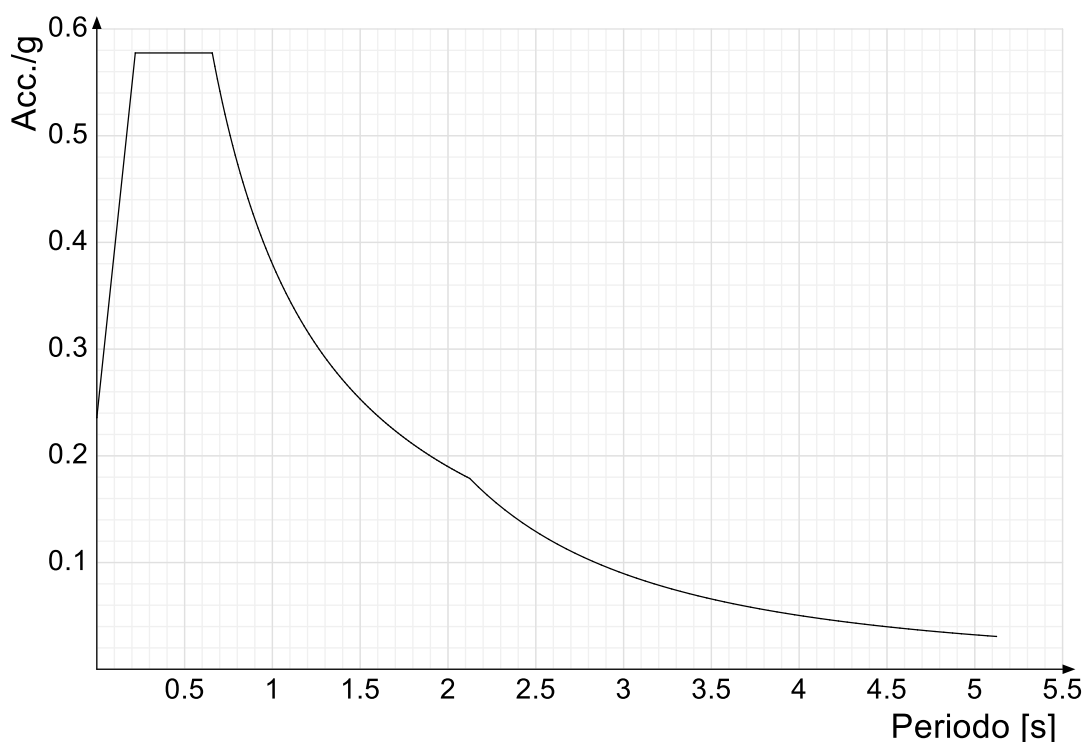




Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



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



3.1 // Parametri di analisi

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

Le parti strutturali in legno sono inquadrabili nella tipologia Pannelli di parete incollati a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni $q_0=2.5$.

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

Fattore di comportamento per sisma SLD X 1.33

Fattore di comportamento per sisma SLD Y 1.33

Fattore di comportamento per sisma SLV X 2

Fattore di comportamento per sisma SLV Y 2

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.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, la normativa richiede di attribuire al centro di massa una eccentricità accidentale, in aggiunta alla eccentricità naturale della costruzione, mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

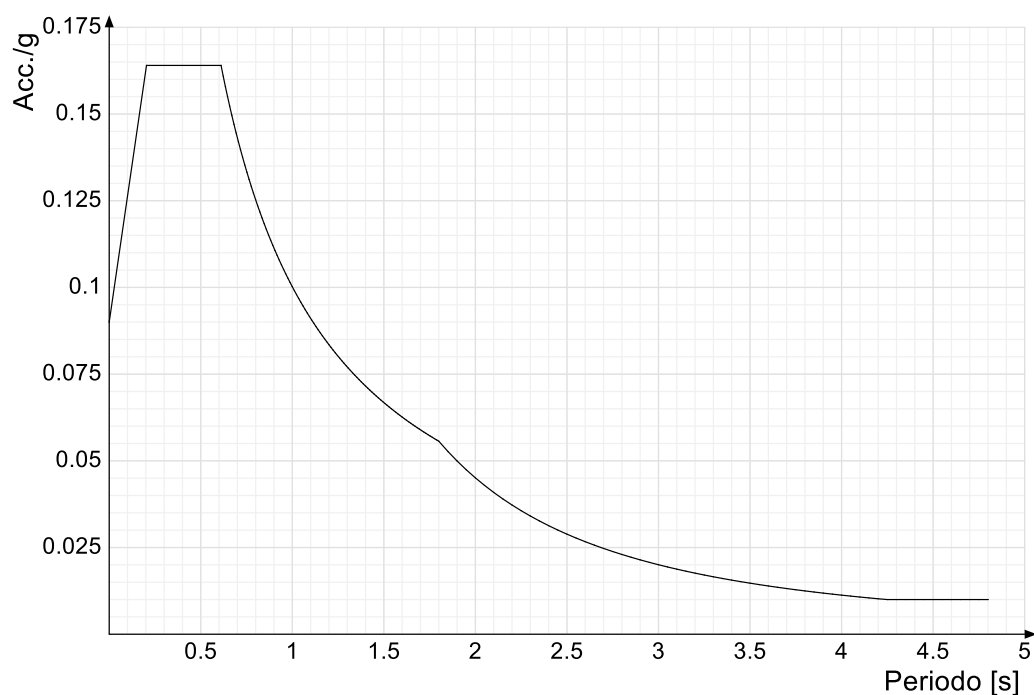
Nella struttura in oggetto si è applicata una eccentricità accidentale secondo il seguente prospetto:

Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazione"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazione"	0	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "cordolo"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "cordolo"	0	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 1"	91.4	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 1"	9.2	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano 2"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano 2"	0	[cm]

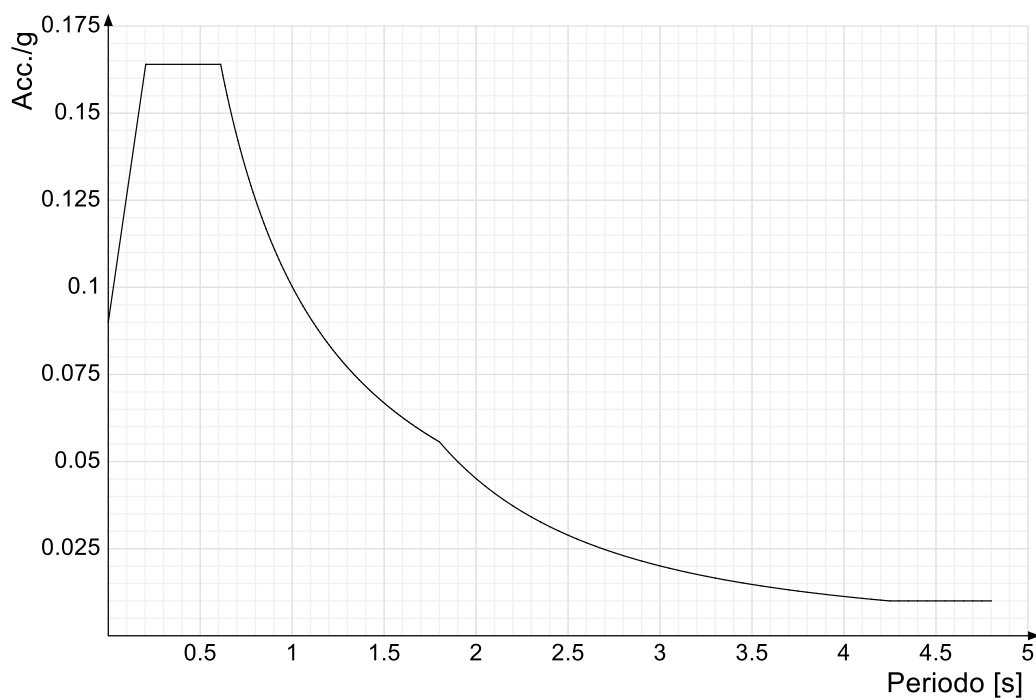
Si riportano infine gli spettri di risposta di progetto delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

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

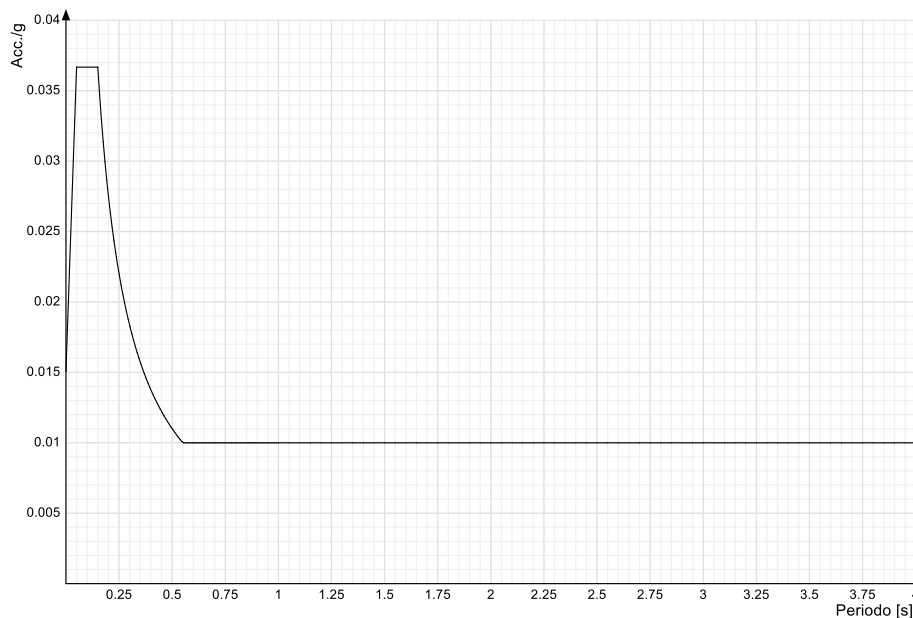




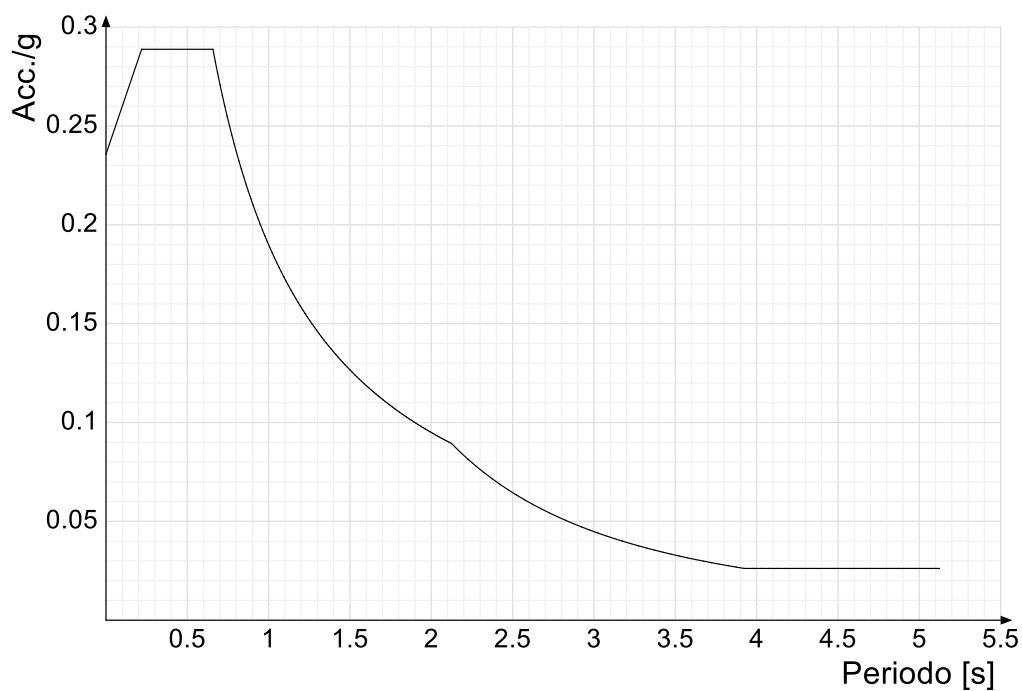
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5".



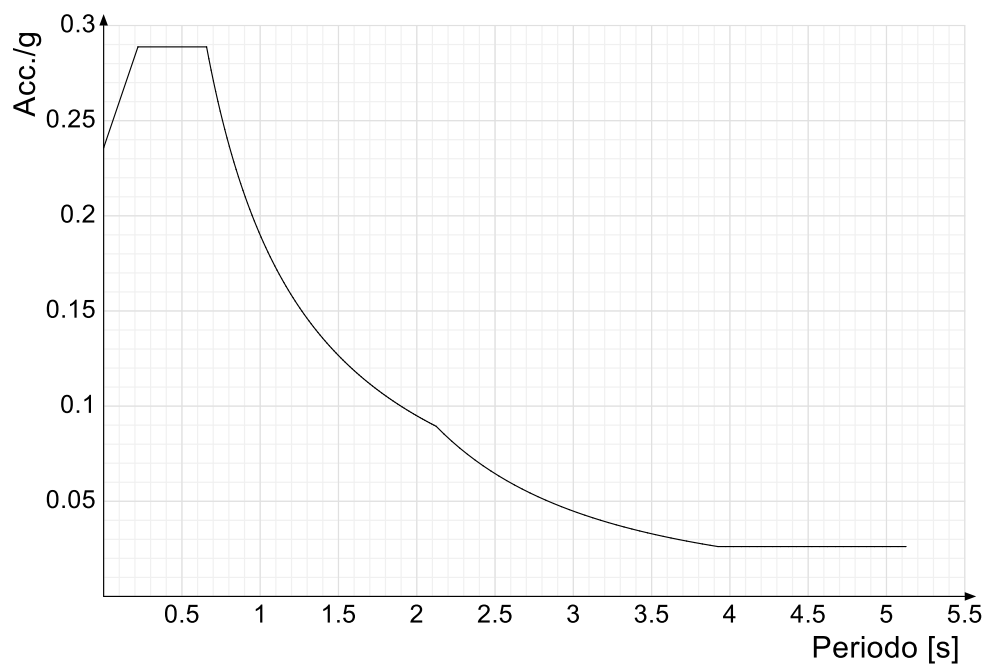
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5".



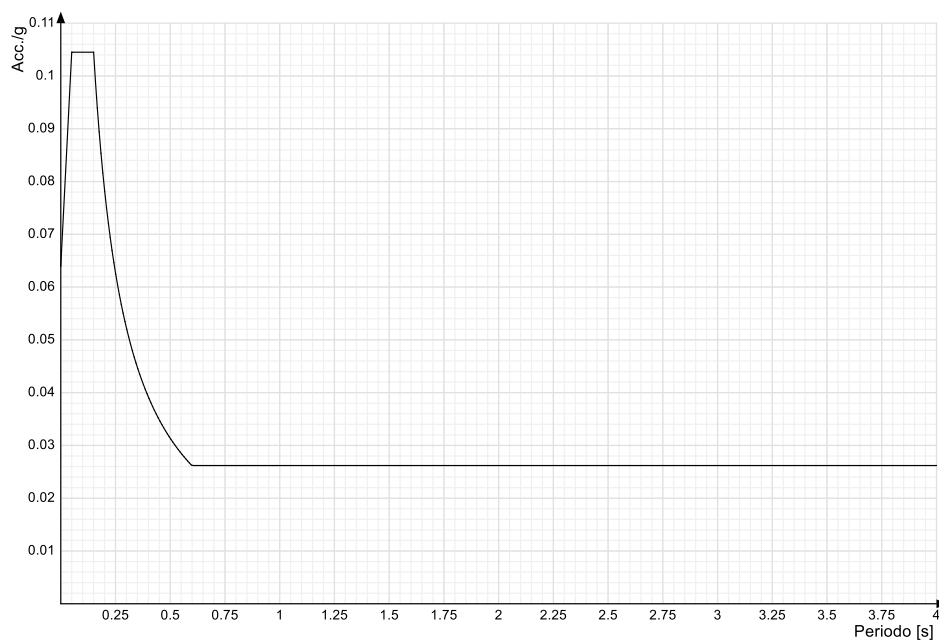
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5".



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
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
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15

4 // PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE

4.1 // Tipologia di fondazione

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 una rigidezza pari a 0.5 volte quella verticale.

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)	1.3
	[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





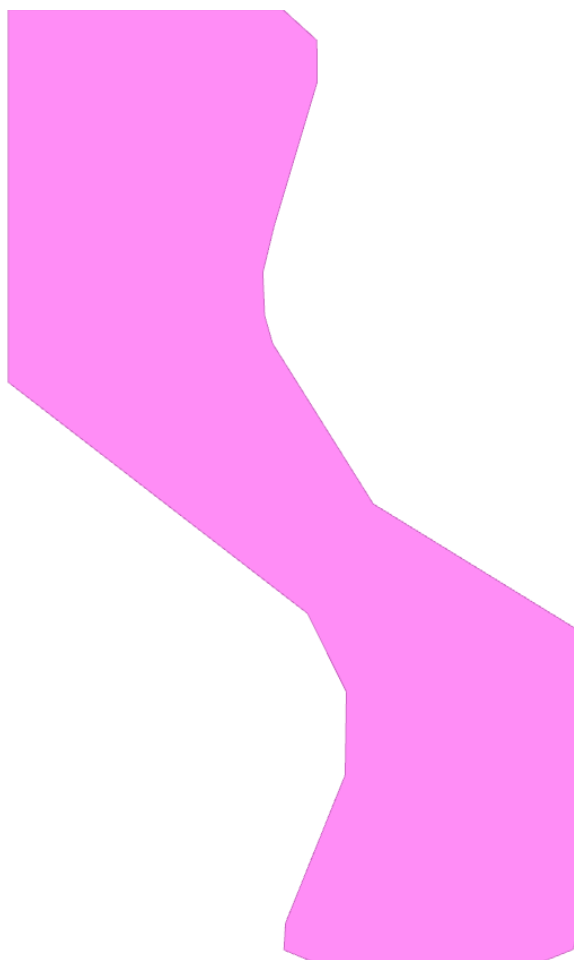
adottate le seguenti formulazioni di letteratura:

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





Rappresentazione in pianta di tutti gli elementi strutturali di fondazione.

4.2 // Elementi di fondazione

4.2.1 Fondazioni di piastre

Descrizione breve: descrizione breve usata nelle tabelle dei capitoli delle piastre di fondazione.

Stratigrafia: stratigrafia del terreno nel punto medio in pianta dell'elemento.

Sondaggio: è possibile indicare esplicitamente un sondaggio definito nelle preferenze oppure richiedere di estrapolare il sondaggio dalla definizione del sito espressa nelle preferenze.

Estradosso: distanza dalla quota superiore del sondaggio misurata in verticale con verso positivo verso l'alto. [cm]

Deformazione volumetrica: valore della deformazione volumetrica impiegato nel calcolo della pressione limite a rottura con la formula di Vesic. Il valore è adimensionale. Accetta anche il valore di default espresso nelle preferenze.

Angolo pendio: angolo del pendio rispetto l'orizzontale; il valore deve essere positivo per opere in sommità di un pendio mentre deve essere negativo per opere al piede di un pendio. [deg]

K verticale: coefficiente di sottofondo verticale del letto di molle. [daN/cm³]

Limite compressione: pressione limite di plasticizzazione a compressione del letto di molle. [daN/cm²]

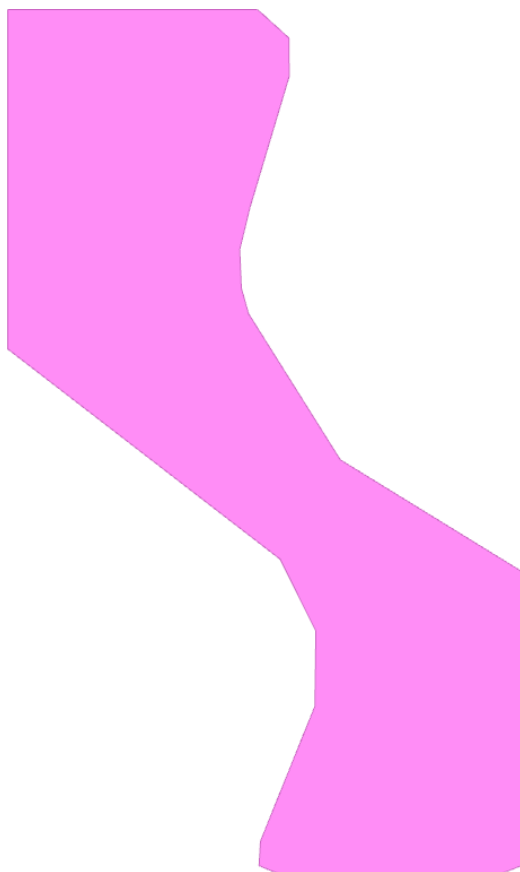
Limite trazione: pressione limite di plasticizzazione a trazione del letto di molle. [daN/cm²]





Descrizione breve	Stratigrafia			Angolo pendio	K verticale	Limite compressione	Limite trazione
	Sondaggio	Estradosso	Deformazione volumetrica				
FS1	Piu' vicino in sito	0		0	1.3	68.253	0

4.3 // Programma delle indagini e delle prove geotecniche



Sondaggio



Immagine: planimetria della zona con indicate le posizioni delle verticali di indagine

4.4 // Sondaggi del sito

Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio

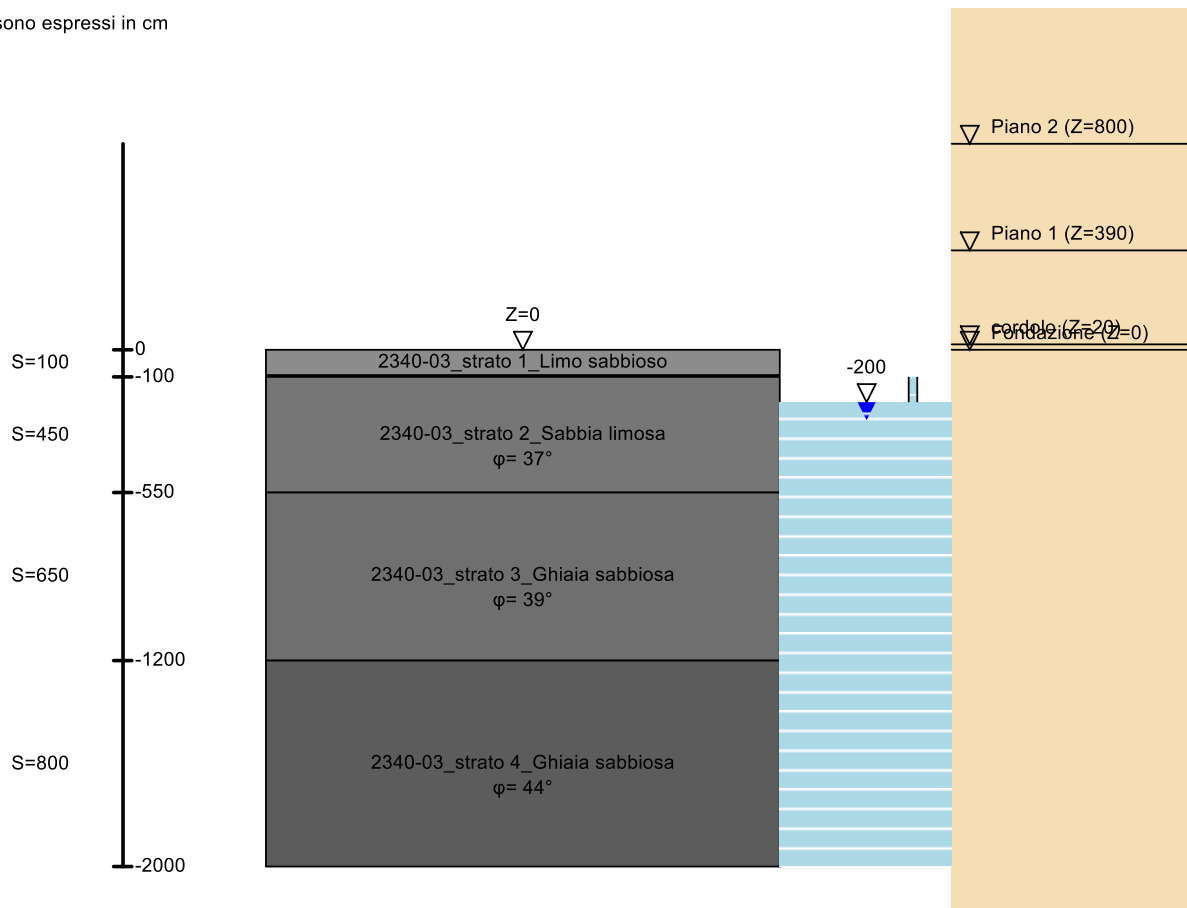




Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 0, 0

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in cm



Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [cm]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

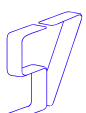
CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.





OCR_i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
2340-03_strato 1_Limo sabbioso	100	No	1	1	1	1	150	150	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
2340-03_strato 2_Sabbia limosa	450	No	1	1	1	1	250	250	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
2340-03_strato 3_Ghiaia sabbiosa	650	No	1	1	1	1	350	350	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
2340-03_strato 4_Ghiaia sabbiosa	800	No	1	1	1	1	500	500	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1

Falde acquifere

Profondità: profondità della superficie superiore della falda dalla quota del punto di riferimento. [cm]

Carico piezometrico: carico piezometrico rispetto alla superficie superiore, 0 per falde freatiche. [cm]

Spessore: spessore dell'acquifero.

Profondità	Carico piezometrico	Spessore
200	100	Fino in fondo

4.5 // Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito

4.5.1 Terreni

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Fonte: origine dei dati dell'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-cl. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cl. 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	Fonte	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)
Ghiaia		Generico	0	0	36	27	1	0.41	0.0019	0.002	240	0.3	0





Descrizione	Fonte	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 K_0	γ naturale	γ saturato	E	v	Qualità roccia RQD (0;1)
2340-03_strato1_Limo sabbioso	Manuel	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	31	21	1	0.48	0.00175	0.002	150	0.3	0
2340-03_strato2_Sabbia limosa	Manuel	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	37	25	1	0.4	0.00185	0.0021	250	0.3	0
2340-03_strato3_Ghiaia sabbiosa	Manuel	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	39	26	1	0.37	0.00195	0.0022	350	0.3	0
2340-03_strato4_Ghiaia sabbiosa	Manuel	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	44	29	1	0.31	0.002	0.0023	500	0.3	0





5 // MODELLAZIONE DEL SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica: contiene la descrizione del modello di calcolo adottato per il suolo, con i relativi parametri di modellazione; sono indicati anche gli eventuali metodi adottati per ricavare i parametri di modellazione ed i metodi e le condizioni con cui sono condotte le verifiche geotecniche.

5.1 // 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 (R_d) e quelle instabilizzanti (E_d):

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

$$|E_d| = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$





dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

T_x, T_y = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

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

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

B, L = dimensioni della fondazione;

α = fattore di riduzione della spinta passiva;

S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

γ_{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:

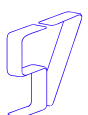
$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

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;
c _u	= coesione non drenata dello strato di fondazione;
q	= sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
N _c , N _q , N _γ	= fattori di capacità portante;
s _c , s _q , s _γ	= fattori di forma della fondazione;
d _c , d _q , d _γ	= fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
i _c , i _q , i _γ	= fattori di inclinazione del carico;
b _c , b _q , b _γ	= fattori di inclinazione della base della fondazione;
g _c , g _q , g _γ	= 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

$$0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \quad \text{con } N_{\gamma} = -2 \cdot \tan \beta$$





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

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; \quad N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \text{tg} \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \text{tg} \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \text{arctg} \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

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;

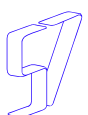
H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

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.

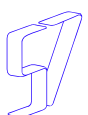
Influenza del sisma sulla capacità portante

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 k_h , 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**:





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

6 // VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

6.1 // Verifiche piastre C.A. di fondazione

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

Nodo: indice del nodo di verifica.

Dir.: direzione della sezione di verifica.

B: base della sezione rettangolare di verifica. [cm]

H: altezza della sezione rettangolare di verifica. [cm]

A. sup.: area barre armatura superiori. [cm²]

C. sup.: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [cm]

A. inf.: area barre armatura inferiori. [cm²]

C. inf.: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [cm]

Comb.: combinazione di verifica.

M: momento flettente. [daN·cm]

N: sforzo normale. [daN]

Mu: momento flettente ultimo. [daN·cm]

Nu: sforzo normale ultimo. [daN]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

Verifica: stato di verifica.

A. st.: area staffe su interasse. [cm]

A. sag.: area sagomati su interasse. [cm]

Ved: taglio agente. [daN]

Vrd: taglio resistente. [daN]

Vrdc: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [daN]

Vrds: resistenza di calcolo a taglio trazione. [daN]

Vrsc: resistenza di calcolo a taglio compressione. [daN]

cotgθ: cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

Asl: area longitudinale tesa nella combinazione di verifica di Ved. [cm²]

σc: tensione nel calcestruzzo. [daN/cm²]

σlim: tensione limite. [daN/cm²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

σf: tensione nell'acciaio d'armatura. [daN/cm²]

εsm: deformazione unitaria media delle barre di armatura.

Δmax: distanza massima tra le fessure. [cm]

Wd: valore di calcolo di apertura delle fessure. [cm]

Comb.: combinazione.

Fh: componente orizzontale del carico. [daN]

Fv: componente verticale del carico. [daN]

Cnd: resistenza valutata a breve o lungo termine (BT - LT).

Ad: adesione di progetto. [daN/cm²]

Phi: angolo di attrito di progetto. [deg]

RPI: resistenza passiva laterale unitaria di progetto. [daN/cm]

γR: coefficiente parziale sulla resistenza di progetto.

Rd: resistenza alla traslazione di progetto. [daN]

Ed: azione di progetto. [daN]

Rd/Ed: coefficiente di sicurezza allo scorrimento.

ID: indice della verifica di capacità portante.

Fx: componente lungo x del carico. [daN]

Fy: componente lungo y del carico. [daN]

Fz: componente verticale del carico. [daN]

Mx: componente lungo x del momento. [daN·cm]

My: componente lungo y del momento. [daN·cm]

ix: inclinazione del carico in x. [deg]

iy: inclinazione del carico in y. [deg]

ex: eccentricità del carico in x. [cm]





ey: eccentricità del carico in y. [cm]

B': larghezza efficace. [cm]

L': lunghezza efficace. [cm]

Cnd: resistenza valutata per condizione a breve o lungo termine (BT - LT).

C: coesione di progetto. [daN/cm²]

Qs: sovraccarico laterale da piano di posa. [daN/cm²]

Rd: resistenza alla rottura del complesso di progetto. [daN]

Ed: azione di progetto (sforzo normale al piano di posa). [daN]

Rd/Ed: coefficiente di sicurezza alla capacità portante.

N:

Nq: fattore di capacità portante per il termine di sovraccarico.

Nc: fattore di capacità portante per il termine coesivo.

Ng: fattore di capacità portante per il termine attritivo.

S:

Sq: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine di sovraccarico.

Sc: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine coesivo.

Sg: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine attritivo.

D:

Dq: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine di sovraccarico.

Dc: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine coesivo.

Dg: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine attritivo.

I:

Iq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine di sovraccarico.

Ic: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine coesivo.

Ig: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine attritivo.

B:

Bq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine di sovraccarico.

Bc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine coesivo.

Bg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine attritivo.

G:

Gq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine di sovraccarico.

Gc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine coesivo.

Gg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine attritivo.

P:

Pq: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine di sovraccarico.

Pc: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine coesivo.

Pg: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine attritivo.

E:

Eq: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine di sovraccarico.

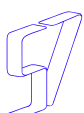
Ec: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine coesivo.

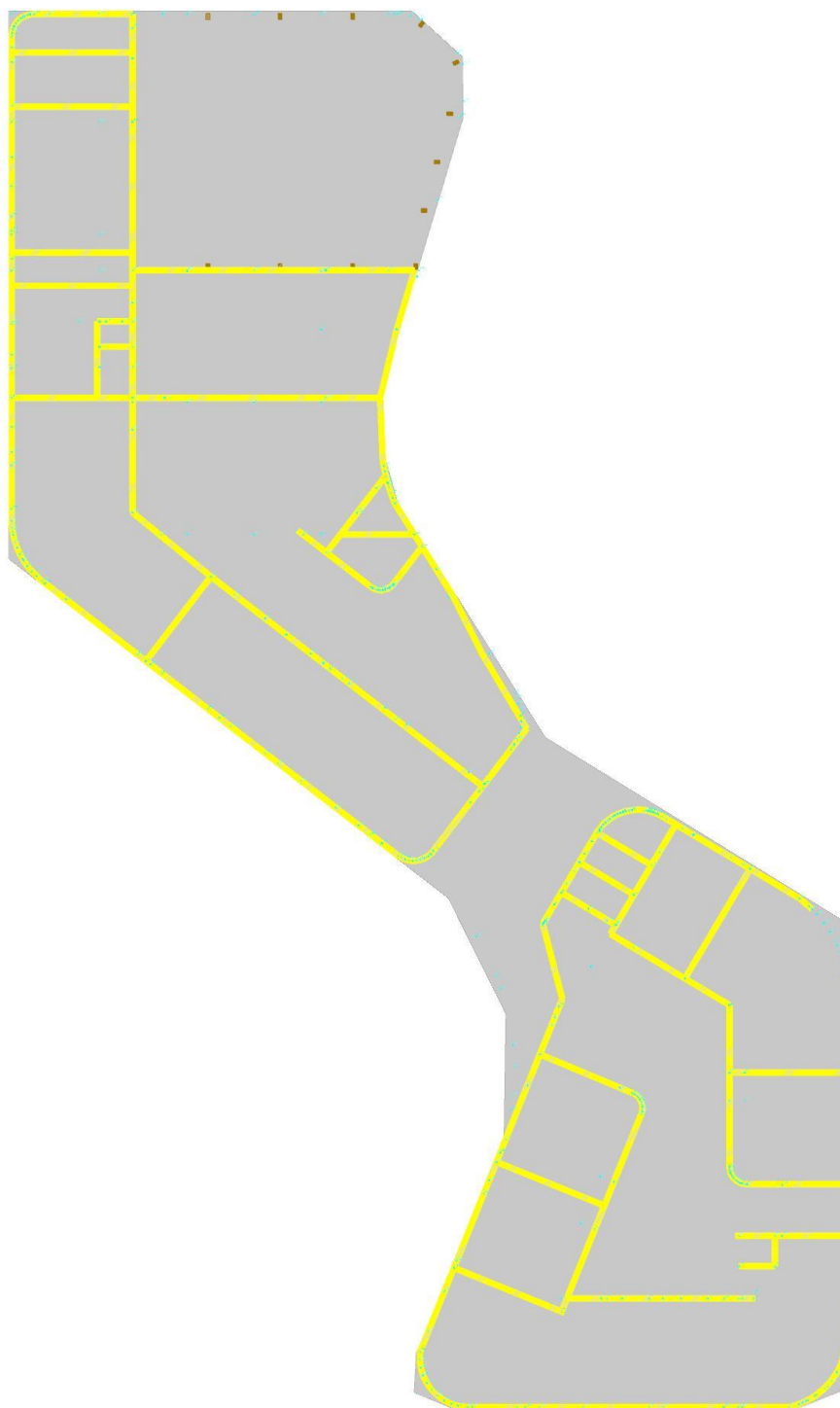
Eg: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine attritivo.

6.1.1.1 Platea a "Fondazione"

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria





Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500

Calcestruzzo: C25/30 Rck 300



Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (2751; 799.5; 0), direzione dell'asse X = (1; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 1; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Piastra di fondazione con comportamento non dissipativo pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
34074	X	100	30	5.65	5.3	6.06	5.3	SLU 20	-567866	0	-567971	0	1.0002	Si
35171	Y	100	30	5.65	4.1	5.65	4.1	SLU 20	-566682	0	-566807	0	1.0002	Si
24946	X	100	30	5.65	5.3	5.65	5.3	SLU 20	-566942	0	-567608	0	1.0012	Si
34416	X	100	30	6.66	5.3	11.94	5.5	SLU 20	-647203	0	-649028	0	1.0028	Si
26143	X	100	30	11.69	6.5	12.84	6.6	SLU 19	1094505	0	1097833	0	1.003	Si

Verifiche SLU EX flessione nei nodi

Piastra di fondazione con comportamento non dissipativo

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
30978	X	100	30	5.65	5.3	8.97	6	SLU EX 1	455527	0	949567	0	2.0845	Si
39113	Y	100	30	5.65	4.1	5.65	4.1	SLU EX 1	-317598	0	-667841	0	2.1028	Si
24946	X	100	30	5.65	5.3	5.65	5.3	SLU EX 1	-316583	0	-666567	0	2.1055	Si
31825	X	100	30	5.65	5.3	5.65	6.1	SLU EX 1	305419	0	646273	0	2.116	Si
35171	Y	100	30	5.65	4.1	5.65	4.1	SLU EX 1	-315529	0	-667841	0	2.1166	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi





Piastra di fondazione con comportamento non dissipativo pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
30978	X	100	30	5.65	5.3	8.97	6	SLD 4	536750	0	664123	0	1.2373	Si
34074	X	100	30	5.65	5.3	6.06	5.3	SLD 6	- 391462	0	- 498757	0	1.2741	Si
31110	X	100	30	5.65	5.3	10.47	6.2	SLD 4	583219	0	748120	0	1.2827	Si
34078	X	100	30	6.16	5.3	10.26	5.5	SLD 6	- 407708	0	- 523987	0	1.2852	Si
18399	X	100	30	5.65	5.3	8.87	6.1	SLD 6	494011	0	642658	0	1.3009	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. ist.	A. sag.	Com b.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrs d	Vrcc d	cotg θ	Asl	c.s.	Verifica
31717	Y	100	30	6.21	4.4	6.51	4.6	0	0	SLU 18	- 11468	0	11504	11504	0	55624	2.5	6.513	1.0031	Si
11949	Y	100	30	5.65	4.1	7.89	5	0	0	SLV FO 11	- 11277	0	11388	11388	0	54758	2.5	7.89	1.0098	Si
20336	X	100	30	8.67	6	10.84	6.4	0	0	SLV FO 5	12129	0	12253	12253	0	51644	2.5	10.844	1.0102	Si
20902	X	50	30	2.83	5.3	4.64	6.1	0	0	SLV FO 4	- 5771	0	5847	5847	0	26158	2.5	4.636	1.0131	Si
36953	X	65.8	30	3.72	5.3	14.29	7.1	0	0	SLU 20	- 9900	0	10044	10044	0	33055	2.5	14.295	1.0146	Si

Verifiche SLU EX taglio nei nodi





Nodo	Dir	B	H	A. sup	C. sup	A. inf	C. inf	A. st	A. sag	Comb	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrs d	Vrcd	cotg θ	Asl	c.s.	Verifica
15338	Y	100	30	5.65	4.1	5.74	4.1	0	0	SLU EX 1	6301	0	15467	15467	0	84914	2.5	5.74	2.4547	Si
31964	Y	100	30	6.56	4.5	5.65	4.1	0	0	SLU EX 1	- 6264	0	15401	15401	0	85061	2.5	5.655	2.4588	Si
41157	Y	50	30	2.83	4.1	5.96	5.7	0	0	SLU EX 1	- 3028	0	7700	7700	0	42531	2.5	2.827	2.543	Si
31841	Y	100	30	6.51	4.5	5.65	4.1	0	0	SLU EX 1	- 6008	0	15401	15401	0	85061	2.5	5.655	2.5634	Si
4688	X	100	30	5.65	5.3	6.5	5.4	0	0	SLU EX 1	6119	0	15769	15769	0	80694	2.5	6.498	2.5772	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir	B	H	A. sup	C. sup	A. inf	C. inf	A. st	A. sag	Comb	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrs d	Vrcd	cotg θ	Asl	c.s.	Verifica
31964	Y	100	30	6.56	4.5	5.65	4.1	0	0	SLD 12	- 8572	0	15401	15401	0	56708	2.5	5.655	1.7967	Si
41157	Y	50	30	2.83	4.1	5.96	5.7	0	0	SLD 2	- 4249	0	7700	7700	0	28354	2.5	2.827	1.8123	Si
32082	Y	100	30	6.51	4.5	5.65	4.1	0	0	SLD 12	- 8345	0	15401	15401	0	56708	2.5	5.655	1.8456	Si
41697	Y	100	30	5.65	4.1	12.06	5.8	0	0	SLD 2	- 8297	0	15401	15401	0	56708	2.5	5.655	1.8562	Si





Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved.	N	Vrd.	Vrdc.	Vrsd.	Vrcd.	cotg θ	Asl	c.s.	Verifica
31841	Y	100	30	6.51	4.5	5.65	4.1	0	0	SLD12	-7615	0	15401	15401	0	56708	2.5	5.655	2.0224	Si

Verifiche SLU taglio globale nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved.	N	Vrd.	Vrdc.	Vrsd.	Vrcd.	cotg θ	Asl	c.s.	Verifica
30982	X	100	30	5.65	5.3	12.36	6.3	0.22	0	SLU20	29567	0	45988	12819	45988	51823	2.5	12.362		
	Y	100	30	5.65	4.1	10.69	5.7	0.22	0		14147	0	47850	12356	47850	53265	2.5	10.687	1.0654	Si
30978	X	100	30	5.65	5.3	8.97	6.7	0.17	0	SLU20	20435	0	35310	11588	35310	52534	2.5	8.974		
	Y	100	30	5.65	4.1	8.85	5.3	0.22	0		14014	0	48656	11685	48656	54162	2.5	8.846	1.1537	Si
31215	X	100	30	5.65	5.3	12.36	6.3	0.22	0	SLU20	-16270	0	46555	12817	46555	51823	2.5	12.357		
	Y	100	30	5.65	4.1	12.77	5.9	0.22	0		-22446	0	47364	13055	47364	52724	2.5	12.772	1.2145	Si
30857	X	100	30	5.65	5.3	12.25	6.3	0.22	0	SLU20	15277	0	46555	12781	46555	51823	2.5	12.253		
	Y	100	30	5.65	4.1	10.68	5.7	0.22	0		-16494	0	47851	12352	47851	53266	2.5	10.677	1.4863	Si
30862	X	100	30	5.65	5.3	10.72	6.2	0.19	0	SLU20	15118	0	39785	12257	39785	52208	2.5	10.703		
	Y	100	30	5.65	4.1	8.78	5.3	0.22	0		14154	0	48672	11656	48672	54180	2.5	8.776	1.4908	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi





Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_c	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
36178	X	100	30	7.86	5.5	22.9	5.7	SLE QP 2	948179	0	-85.8	112.1	15	Si
36178	X	100	30	7.86	5.5	22.9	5.7	SLE RA 5	1181386	0	-106.9	149.4	15	Si
36179	X	100	30	7.36	5.5	16.91	5.7	SLE QP 2	768508	0	-77.5	112.1	15	Si
36157	X	100	30	6.71	5.4	21.81	5.6	SLE QP 2	837575	0	-77.1	112.1	15	Si
22849	X	100	30	8.13	6	15.48	6.6	SLE QP 2	693569	0	-76.9	112.1	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
31960	X	100	30	6.95	5.8	7.17	5.9	SLE RA 3	468567	0	3047.2	3600	15	Si
31844	X	100	30	6.95	5.8	7.12	5.9	SLE RA 3	465218	0	3043.2	3600	15	Si
41694	X	100	30	5.65	5.3	7.28	5.5	SLE RA 3	485138	0	3026.4	3600	15	Si
31884	X	100	30	6.96	5.8	7.19	5.9	SLE RA 3	463019	0	3006.1	3600	15	Si
26143	X	100	30	11.69	6.5	12.84	6.6	SLE RA 4	741340	0	2992.6	3600	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	ϵ_{sm}	Δ_{max}	Wd	Es/Ec	Verifica
26143	X	100	30	11.69	6.5	12.84	6.6	SLE QP 2	605419	0	0.00071	41.7	0.0297	15	Si
31610	X	100	30	5.65	5.3	8.71	6.9	SLE QP 2	380541	0	0.00064	44.9	0.0286	15	Si





Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	esm	Δmax	Wd	Es/Ec	Verifica
26098	X	100	30	9.74	6.3	10.87	6.4	SLE QP 2	508405	0	0.00068	41.5	0.0283	15	Si
25980	X	100	30	5.65	5.3	6.77	5.6	SLE QP 2	353972	0	0.00069	40	0.0277	15	Si
26253	X	100	30	11.69	6.5	12.84	6.6	SLE QP 2	561904	0	0.00066	41.7	0.0276	15	Si

Verifiche geotecniche

Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Area di ingombro esterno minore: 20664044.3

Angolo di rotazione corrispondente all'ingombro minore: 24.1

Rapporto di forma trovato (area ingombro esterno/area fondazione): 1.84

Centro impronta, nel sistema globale: 5264.6; 5163.4; -30

Lato minore B dell'impronta: 2829.5

Lato maggiore L dell'impronta: 7303.2

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 20664044.3

Verifica di scorrimento sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 2.77

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPl	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 11	0	-3322644	LT	0	21	0	1.1	1159494	0	179770735.15	Si
SLV FO 2	399969	-3169353	LT	0	21	0	1.1	1106001	399969	2.77	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Profondità massima del bulbo di rottura considerato: 31.22 m

Peso specifico efficace del terreno di progetto γs: 1337 daN/m³

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo Amax per verifiche in SLD: 0.027





Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo Amax per verifiche in SLV: 0.071

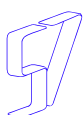
Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 382.29

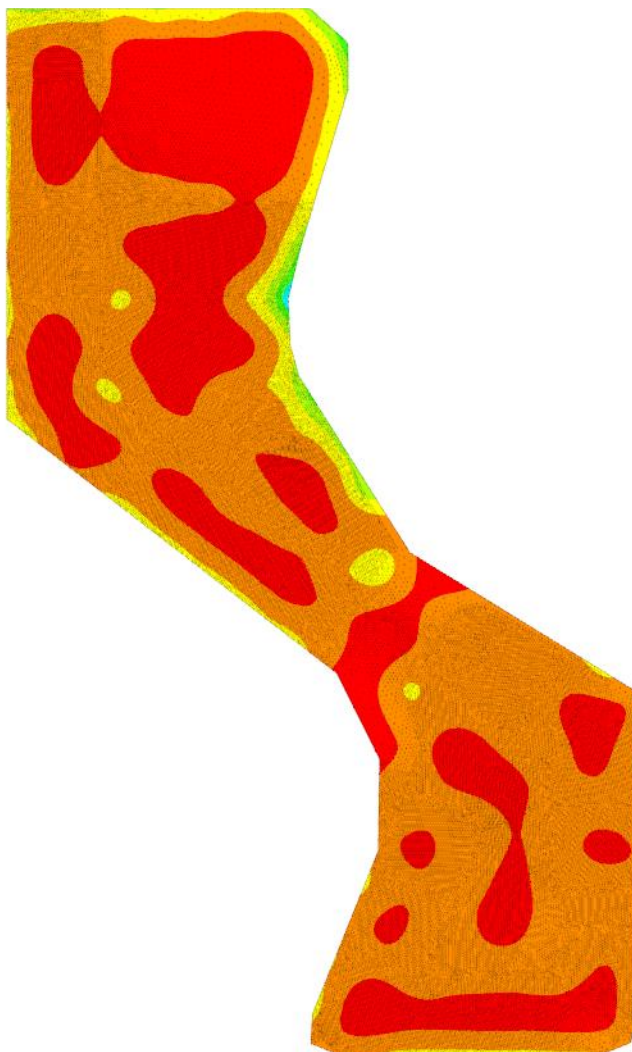
I D	Com b.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	i x	i y	ex y	e y	B'	L'	Cn d	CP hi	Q s	γ R	Rd	Ed	Rd/E d	Verifi ca	
1	SLU 20	0	0	- 49195 13	871187 60	2885077 05	0	0	59	1 8	271 2	726 8	LT	0	42	0	2. 3	1987890 132	49195 13	404. 08	Si
2	SLV FO 16	3996 76	153 02	- 32047 96	905875 79	3898028 97	7	0	12	2 8	258 6	724 7	LT	0	42	0	2. 3	1225177 176	32047 96	382. 29	Si
3	SLD 16	2058 84	787 0	- 31962 16	756417 02	2791617 91	4	0	87	2 4	265 5	725 6	LT	0	42	0	2. 3	1573573 148	31962 16	492. 32	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - Fattori utilizzati nel calcolo di Rd

ID	N			S			D			I			B			G			P			E		
	Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
1	83	92	150	1.33	1.34	0.85	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	83	92	150	1.32	1.32	0.86	1	1	1	0.79	0.79	0.69	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
3	83	92	150	1.33	1.33	0.85	1	1	1	0.89	0.89	0.83	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

6.2 // Pressioni terreno in SLU







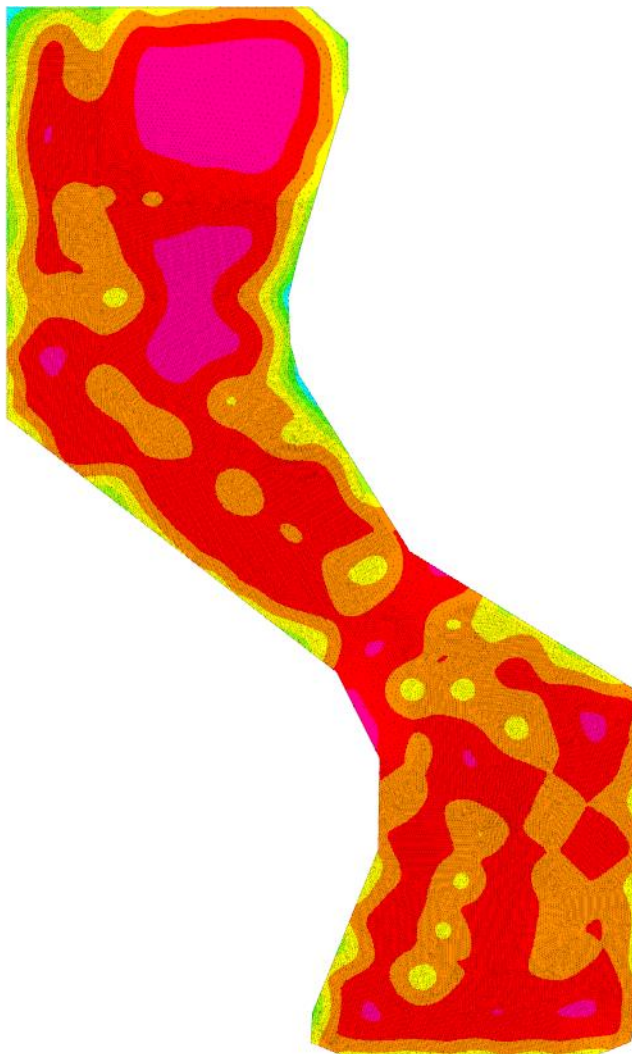
	da 0.4 a 0.2
	da 0.2 a 0
	da 0 a -0.2
	da -0.2 a -0.4
	da -0.4 a -0.6
	da -0.6 a -0.8
	da -0.8 a -1
	da -1 a -1.2
	da -1.2 a -1.4
	da -1.4 a -1.6

[daN/cm²]

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



6.3 // Pressioni terreno in SLV/SLVf/SLUEcc





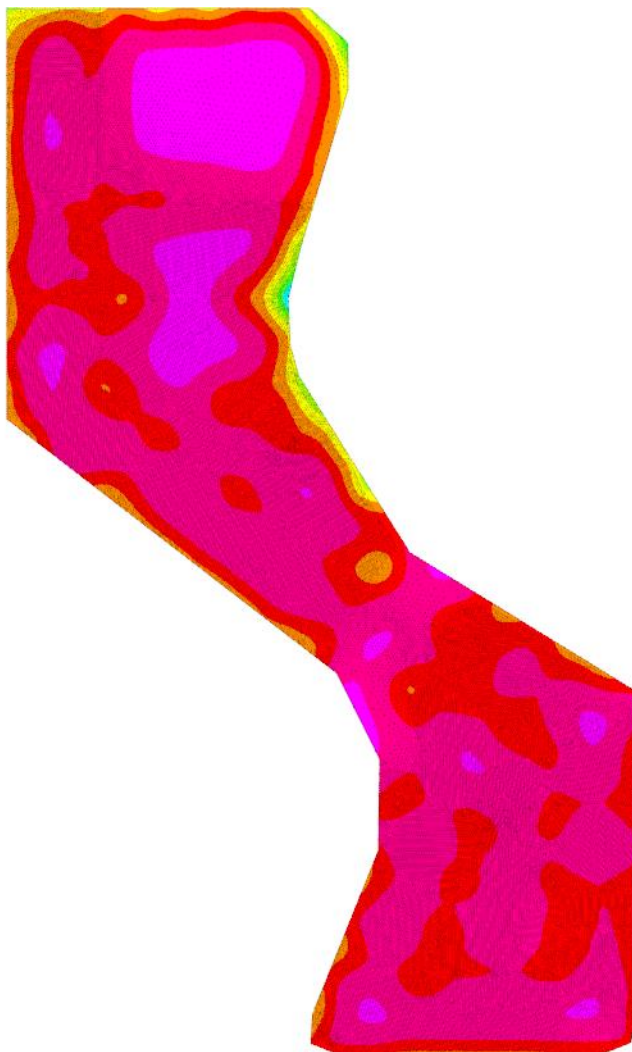
	da 0.1 a 0
	da 0 a -0.1
	da -0.1 a -0.2
	da -0.2 a -0.3
	da -0.3 a -0.4
	da -0.4 a -0.5
	da -0.5 a -0.6
	da -0.6 a -0.7
	da -0.7 a -0.8
	da -0.8 a -0.9

[daN/cm²]

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



6.3.1 1.7.4 Pressioni terreno in SLE/SLD





da 0 a -0.1
da -0.1 a -0.2
da -0.2 a -0.3
da -0.3 a -0.4
da -0.4 a -0.5
da -0.5 a -0.6
da -0.6 a -0.7
da -0.7 a -0.8
da -0.8 a -0.9
da -0.9 a -1

[daN/cm²]

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

6.4 // Cedimenti fondazioni superficiali

Spostamento estremo minimo -0.31639 cm al nodo di indice 796, di coordinate x = 5290, y = 1170, z = 0, nel contesto SLO 6.

Spostamento estremo massimo -0.01315 cm al nodo di indice 11358, di coordinate x = 5579, y = 6773, z = 0, nel contesto SLE rara 5

