



Regione Piemonte
Provincia di Biella
Comune di Castelletto Cervo

Progetto

Realizzazione di un impianto
fotovoltaico a terra su aree agricole
della potenza di 52,3 MWp "Sette
Sorelle" ed opere connesse -
Comune di Castelletto Cervo (BI)

Localizzazione

Comune di Castelletto Cervo (BI)

Iter Autorizzativo

Progetto definitivo

Titolo elaborato

Relazione preliminare sulle strutture

Scala

-

Committenza

Sette Sorelle srl
Via Leonardo da Vinci 12
Bolzano (BZ)
PI: 03186330217

Professionisti



ing. V. M. Chiono (Ord. Ingegneri Torino n. 8645F)

Nome file

A_SET_PD_GEN_R02_00_Rel_strutture.pdf

Emissione

Rev. n°	Data	Redatto	Verificato	Approvato
00	07/23	IZ/LD	VMC	AR

Elaborato

A_SET_PD_GEN_R02_00

Indice

1	INTRODUZIONE	4
2	INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA	5
2.1	Ubicazione	5
3	ANALISI OPERE STRUTTURALI	6
3.1	Strutture di sostegno dei tracker	6
3.1.1	Caso di carico: vento – verifiche statiche.....	8
3.1.2	Caso di carico: vento – verifiche geotecniche.....	12
3.1.3	Caso di carico: neve – verifiche statiche.....	13
3.1.4	Caso di carico: neve – verifiche geotecniche.....	15
3.2	Fondazioni per cabine di trasformazione e partenza.....	18
3.3	CABINA DI TIPO 1	19
3.3.1	Verifiche geotecniche della fondazione della cabina di tipo 1	21
3.3.2	Risultati dell'analisi in condizioni drenate.....	24
3.3.3	Risultati delle analisi in condizioni non drenate.....	30
3.4	CABINA DI TIPO 2 (CPS)	31
3.4.1	Verifiche geotecniche della fondazione della cabina di tipo 2.....	32
3.4.2	Risultati dell'analisi in condizioni drenate.....	35
3.4.3	Risultati delle analisi in condizioni non drenate.....	41

1 INTRODUZIONE

La presente relazione tecnica analizza le condizioni strutturali e geotecniche delle principali opere strutturali da realizzare per l'installazione di un nuovo impianto fotovoltaico a terra.

L'area di intervento si trova a Est del centro abitato di Castelletto Cervo, in provincia di Biella, su di una porzione di territorio subpianeggiante storicamente coltivata a riso e inserita nel contesto della Riserva Naturale della Baraggia.

Le principali opere strutturali individuate all'interno del progetto preliminare e definitivo dell'intera opera, consistono nella realizzazione di locali tecnici adibiti alla protezione dei principali impianti elettrici asserviti al nuovo impianto fotovoltaico e nell'ancoraggio a terra dei sistemi tracker sui quali sono installati i pannelli fotovoltaici.

Per una descrizione di maggior dettaglio di tutti gli interventi in progetto si rimanda alle tavole e alle relazioni progettuali.

Lo studio è basato sui dati contenuti all'interno dello studio preliminare dell'opera e su quanto esplicitato ed approfondito all'interno della relazione geologica e geotecnica allegata.

Tutte le verifiche di seguito riportate e descritte si basano sui principi definiti dalla normativa tecnica vigente, con particolare riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 e Relativa Circolare del 2019.

2 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA

2.1 Ubicazione

Impianto fotovoltaico

L'area su cui si prevede l'ubicazione dell'impianto fotovoltaico a terra si trova ad Est del centro abitato di Castelletto Cervo, in provincia di Biella, su di una porzione di territorio subpianeggiante e caratterizzato da ampi riquadri terrazzati storicamente coltivati a riso e inserita nel contesto della Riserva Naturale della Baraggia a Ovest della località Sette Sorelle.

Rispetto al concentrico l'area di interesse si trova in posizione rilevata, mentre il paese a quote inferiori si trova in sponda sinistra orografica del torrente Cervo su una altura che si incunea tra il corso di quest'ultimo e quello di un suo affluente, l'Ostola. Sul confine sud-orientale del comune scorre invece il torrente Guarabione, anch'esso affluente del Cervo.

Il sito di progetto è suddiviso in due macroaree estese circa 50 ettari ciascuna, e le quote su cui si sviluppa l'area di interesse sono comprese tra i 213 m s.l.m. del bordo meridionale a circa 220 m s.l.m. di quello settentrionale.

Nella figura seguente si riporta foto aerea (fonte Google Earth) con delimitazione delle aree suddette, e nella figura successiva su base topografica BDTRE Piemonte.



FIGURA 2-1: Ubicazione delle aree di interesse (evidenziate in rosso).

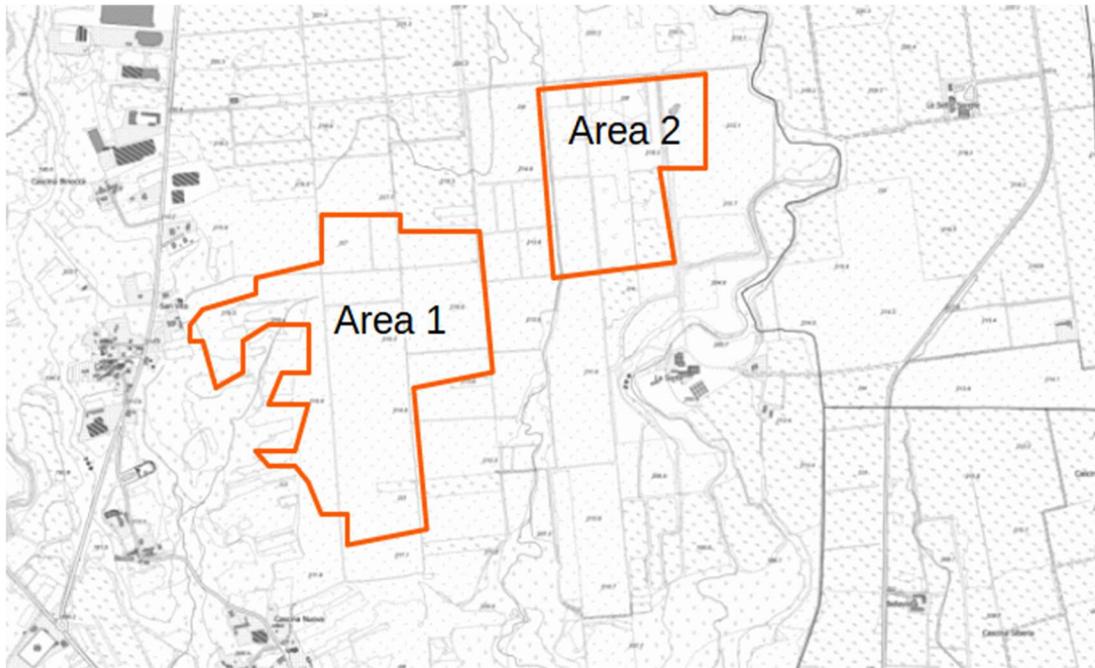


FIGURA 2-2: UBICAZIONE DELLE AREE DI INTERESSE. BASE TOPOGRAFICA BDTRE PIEMONTE.

3 ANALISI OPERE STRUTTURALI

Nei paragrafi seguenti verranno sviluppate approfonditamente le analisi strutturali delle opere descritte nel capitolo introduttivo e di seguito elencate per completezza:

- analisi delle strutture di sostegno dei tracker: resistenza dei profili ipotizzati, capacità portante del terreno;
- analisi delle fondazioni per le cabine di nuova costruzione: sollecitazione sulle fondazioni, capacità portante del terreno.

3.1 Strutture di sostegno dei tracker

Per struttura di sostegno di un generatore fotovoltaico si intende un sistema costituito dall'assemblaggio di profili metallici, in grado di sostenere e ancorare al suolo una struttura raggruppante un insieme di moduli fotovoltaici, nonché di ottimizzare l'esposizione di quest'ultimi nei confronti della radiazione solare.

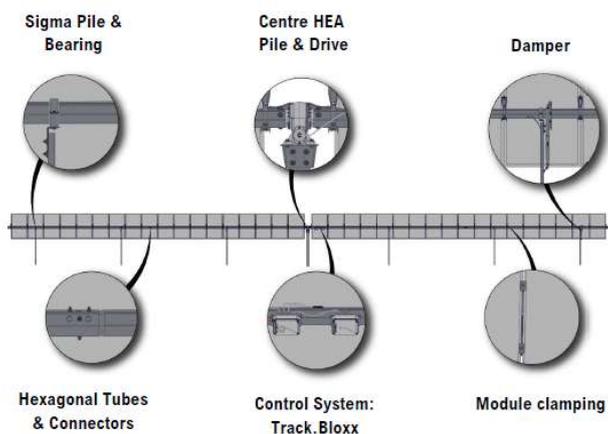
Nel progetto in esame è stata selezionata la tecnologia di strutture di sostegno ad inseguimento monoassiale. Gli inseguitori di rollio si prefiggono di seguire il sole lungo la volta celeste nel suo percorso quotidiano, a prescindere dalla stagione di utilizzo. In questo caso l'asse di rotazione è nord-sud, mentre l'altezza del sole rispetto all'orizzonte viene ignorata. Questi inseguitori sono particolarmente indicati per i paesi a bassa latitudine (Italia compresa), in cui il percorso del sole è mediamente più ampio durante l'anno. La rotazione richiesta a queste strutture è più ampia del tilt, spingendosi a volte fino a $\pm 50^\circ$.

I tracker monoassiali a loro volta sono sorretti da pali in acciaio infissi nel terreno con una profondità tale da garantire la stabilità e l'equilibrio durante ogni fase di lavoro e in ogni possibile configurazione.

L'infissione dei profili di palificazione nel terreno viene eseguita con battipali idraulici con riguardo al terreno agricolo. Per il sostegno delle strutture si utilizzano genericamente profili di infissione zincati a caldo in diverse classi dimensionali.

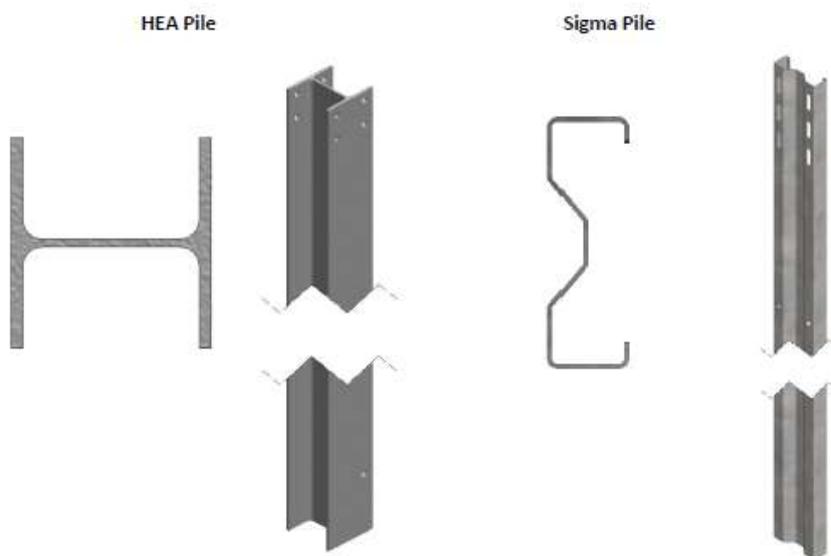
Nel caso in questione, si è optato per utilizzare i tracker monoassiali dell'azienda Zimmermann, pertanto tutte le verifiche di seguito riportate fanno riferimento alla tipologia di profili in acciaio e di strutture sfruttate dal suddetto costruttore.

I tracker monoassiali si presentano, come riportato nella figura di seguito, con un asse longitudinale di lunghezza pari a circa 96 m.



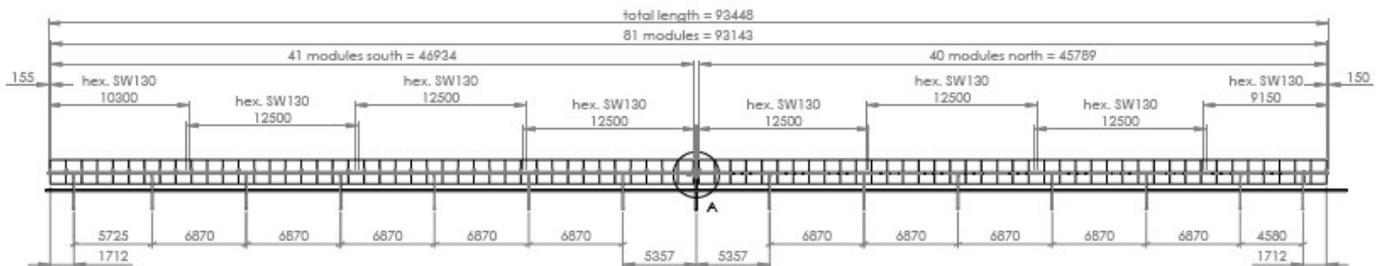
SEZIONE TIPOLOGICA LONGITUDINALE DI UN SISTEMA TRACKER

Il sostegno dell'asse è garantito da un profilo centrale HEA, in corrispondenza del sistema meccanico che garantisce la rotazione, e da una serie di sostegni secondari realizzati con profili Sigma con passo costante per garantire l'orizzontalità dell'asse e minimizzare gli sforzi all'interno dello stesso.

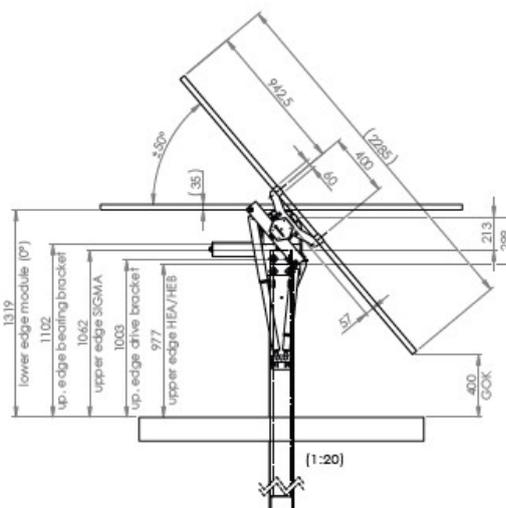


SEZIONI TIPOLOGICHE DEI PROFILI UTILIZZATI PER LE FONDAZIONI DEI TRACKER

All'interno delle schede tecniche fornite dal produttore si possono individuare le dimensioni tipologiche del sistema, utili per effettuare delle verifiche statiche e geotecniche di dettaglio. Di seguito si riportano quindi una sezione longitudinale ed una sezione trasversale del sistema.



SEZIONE TIPOLOGICA LONGITUDINALE DEL TRACKER



SEZIONE TIPOLOGICA TRASVERSALE DEL TRACKER

Nelle condizioni di esercizio, le principali sollecitazioni agenti sul sistema descritto si sviluppano in corrispondenza di due possibili scenari limite:

- 1- pannelli fotovoltaici inclinati del massimo angolo di rotazione in condizione di forte vento
- 2- pannelli fotovoltaici inclinati del minimo angolo di rotazione in condizione di neve

Questi due scenari verranno di seguito analizzati ai fini delle verifiche statiche e geotecniche.

3.1.1 Caso di carico: vento – verifiche statiche

Nel primo scenario critico individuato, si suppone che il sistema sia in una posizione caratterizzata dal massimo angolo di rotazione (pari a 50°) rispetto all'orizzontale. In questa situazione, la proiezione verticale del piano di pannelli fotovoltaici è massima, di conseguenza è massima la sollecitazione nel sistema in caso

di forte vento in direzione perpendicolare all'asse longitudinale del tracker.

Per l'analisi di questo caso, ponendosi a favore di sicurezza, si effettuano le seguenti ipotesi:

- 1- i pannelli vengono considerati perfettamente verticali, quindi con angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale di 90° in modo tale da massimizzare la superficie esposta al vento;
- 2- l'intero sistema di pannelli viene considerato perfettamente rigido, pertanto le sollecitazioni dovute all'azione del vento vengono trasmesse in fondazione senza alcun tipo di smorzamento o dissipazione;
- 3- l'azione del vento viene considerata con un periodo di ritorno pari a 50 anni;
- 4- nelle analisi viene preso in considerazione esclusivamente il profilo con proprietà geometriche e meccaniche meno prestazionali (Sigma) con il massimo interasse possibile tra due sostegni consecutivi e trascurando il reciproco effetto di schermatura che si manifesta tra tracker adiacenti.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, schematizzate tramite pressioni e depressioni agenti ortogonalmente alle superfici investite.

La pressione cinetica di calcolo p viene calcolata (secondo la procedura del paragrafo 3.3 del D.M. 17 gennaio 2018) considerando la zona climatica in cui ricade il sito di costruzione, che definisce la pressione cinetica di riferimento q_{ref} , opportunamente modificata per tenere in conto le specificità del sito stesso. Questa operazione è effettuata grazie ai coefficienti di esposizione, di forma e dinamico. In particolare, si usa l'equazione:

$$p = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Il coefficiente di esposizione C_e dipende dall'altezza sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di forma C_p è funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Il coefficiente dinamico C_d permette di tenere in conto gli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Per edifici di forma regolare non eccedenti 80m di altezza può essere cautelativamente assunto pari a 1.

Vengono di seguito riportati i risultati e i parametri del calcolo del carico vento.

Unità di misura : m ; KN/mq ; m/s

Convenzione di segno:

(+) compressione

(-) decompressione

Zona 1

Altitudine: 216

Periodo di Ritorno [anni]: 200

Classe di rugosità del terreno:D

Distanza dalla costa [km]: 100

Categoria di esposizione del sito: 2

Tipologia di costruzione:Edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate o curve

vref (velocità di riferimento) = 26.91
 qref (pressione cinetica di riferimento) = .4526
 cd (coefficiente dinamico) = 1.
 cf (coefficiente d' attrito) = .01

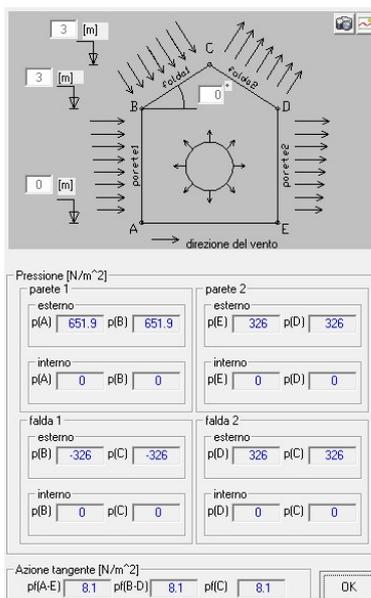
P.to	z	ct(z)	ce(z)	par.1 esterno		par.1 interno	
				cp	p(z)	cp	p(z)
1 A	0.	1.	1.8005	.8	.6519	0.	0.
2	.33	1.	1.8005	.8	.6519	0.	0.
3	.67	1.	1.8005	.8	.6519	0.	0.
4	1.	1.	1.8005	.8	.6519	0.	0.
5	1.33	1.	1.8005	.8	.6519	0.	0.
6	1.67	1.	1.8005	.8	.6519	0.	0.
7	2.	1.	1.8005	.8	.6519	0.	0.
8	2.33	1.	1.8005	.8	.6519	0.	0.
9	2.67	1.	1.8005	.8	.6519	0.	0.
10 B	3.	1.	1.8005	.8	.6519	0.	0.

P.to	z	ct(z)	ce(z)	par.2 esterno		par.2 interno	
				cp	p(z)	cp	p(z)
1 E	0.	1.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
2	.33	1.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
3	.67	1.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
4	1.	1.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
5	1.33	1.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
6	1.67	1.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
7	2.	1.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
8	2.33	1.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
9	2.67	1.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
10 D	3.	1.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.

P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.1 esterno		fal.1 interno	
				cp	p(z)	cp	p(z)
10 B	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
11	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
12	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
13	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
14	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
15	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
16	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
17	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
18	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
19 C	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.

P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.2 esterno		fal.2 interno	
				cp	p(z)	cp	p(z)
10 D	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
11	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
12	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
13	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
14	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
15	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
16	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
17	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
18	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.
19 C	3.	0.	1.8005	-.4	-.326	0.	0.

P.to	z	pf(z)
1 A-E	0.	.0081
2	.33	.0081
3	.67	.0081
4	1.	.0081
5	1.33	.0081
6	1.67	.0081
7	2.	.0081
8	2.33	.0081
9	2.67	.0081
10 B-D	3.	.0081
11	3.	.0081
12	3.	.0081
13	3.	.0081
14	3.	.0081
15	3.	.0081
16	3.	.0081
17	3.	.0081
18	3.	.0081
19 C	3.	.0081



Sulla base delle ipotesi sopra elencate, la superficie d'incidenza sul singolo palo su cui agisce la pressione del vento calcolata è caratterizzata da un'altezza pari a circa 230 cm ed un'estensione di circa 690 cm. Pertanto, le azioni dovute al vento e agenti sul palo corrispondono a:

$$2,30 \text{ m} \times 6,90 \text{ m} \times 652 \text{ N/m}^2 = 10347,2 \text{ N} = 1034,72 \text{ daN}$$

Tale sollecitazione si trasmette in fondazione come una sollecitazione di taglio: essa sarà massima in corrispondenza dal piano finito del terreno e poi tenderà a smorzarsi (fino a cambiare il segno) procedendo in profondità.

Considerando inoltre che l'azione del vento, data la disposizione in sezione dei pannelli, è applicata in corrispondenza dell'asse longitudinale del tracker, in fondazione si sviluppa anche una sollecitazione di momento flettente:

$$1,20 \text{ m} \times 1034,72 \text{ daN} = 1241,66 \text{ daNm}$$

La verifica statica viene eseguita considerando le caratteristiche geometriche, inerziali e meccaniche proprie del profilo individuato e l'utilizzo di un acciaio di qualità S235JR:

Area N	8.6	cm ²
Area Ty	2.35	cm ²
Area Tz	4.1	cm ²
Inerzia Tors.	0.16	cm ⁴
Inerzia Jyy	478.12	cm ⁴
Inerzia Jzz	22.44	cm ⁴
Materiale:	002] ACCIAIO	

Stati limite - Materiali			
Tipo:	S235 (EN 10025-2)		
	profili a sezione aperta		
Descrizione:	S235 (EN 10025-2)		
	t ≤ 40 mm	t ≤ 80 mm	
f _{yk}	2350	2150	
f _{tk}	3600	3600	
f _{yd}	2238.1	2047.62	
Modulo elastico:	2100000		
gamma M	1.05		
Lambda max:	250		

Considerando le formule della Scienza delle Costruzioni per il calcolo del taglio resistente e del momento resistente di una sezione generica:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

Pertanto:

$$V_{rd} = (4,1 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2) / 1.819 = \mathbf{5296,87 \text{ daN} > 1034,72 \text{ daN}}$$

$$M_{rd} = (58.07 \text{ cm}^3 \times 2350 \text{ daN/cm}^2) / 1.05 = \mathbf{129966,19 \text{ daNcm} > 1241,66 \text{ daNm}}$$

In conclusione, il profilo Sigma ipotizzato per il sostegno del sistema tracker risulta essere verificato e adeguato alle sollecitazioni cui è sottoposto per il caso analizzato.

3.1.2 Caso di carico: vento – verifiche geotecniche

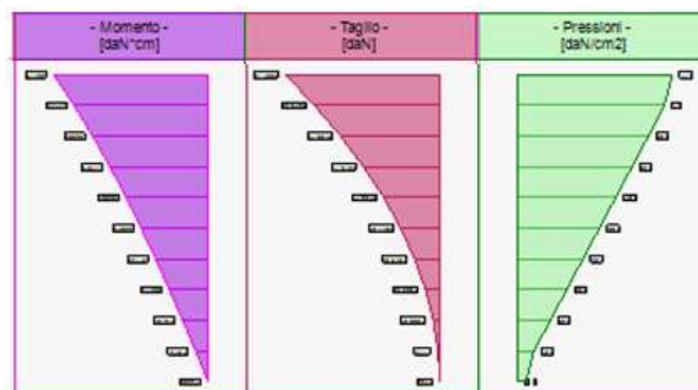
Poiché il profilo in acciaio ipotizzato risulta essere adeguato all'impiego in progetto, vengono di seguito condotte le analisi e le verifiche geotecniche previste dalla normativa tecnica vigente.

le sollecitazioni agenti in fondazione in corrispondenza della testa del palo sono:

$$\mathbf{T_y = 1034,72 \text{ daN}}$$

$$\mathbf{M_y = 1241,66 \text{ daNm}}$$

Gli andamenti delle sollecitazioni, rappresentate di seguito in modo parametrico, lungo tutta la profondità d'infissione sono le seguenti:

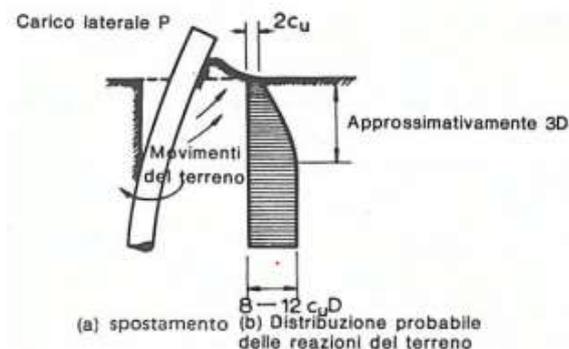


ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI CON LA PROFONDITÀ

Dagli andamenti riportati in figura si può facilmente notare come la sezione più sollecitata, e quindi oggetto di verifica statica, sia in corrispondenza del piano finito del terreno, ovvero dove ha inizio l'infissione del palo.

In queste condizioni, appare evidente che la verifica che presenta maggiori criticità risulti essere quella per la resistenza laterale del terreno.

A tal proposito si riporta di seguito uno specchio per i richiami teorici della situazione oggetto di studio.



Per il calcolo della resistenza laterale, si deve tenere in considerazione il fatto che il fusto del palo attraversa 2 strati:

Il palo attraversa il primo strato da quota 0 [cm] a quota -100 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -50 [cm].

La resistenza al taglio non drenata sul vale 2. La pressione limite laterale calcolata vale 18 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 27000 [daN].

Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 12217.19$ [daN].

Il palo attraversa il secondo strato da quota -100 [cm] a quota -150 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -120 [cm].

L'angolo di resistenza al taglio vale 32. La tensione verticale efficace vale 0.2 [daN/cm²]. La pressione limite laterale calcolata vale 1.92 [daN/cm²].

La resistenza trasversale laterale calcolata vale 2013.78 [daN].

Resistenza trasversale di calcolo: $R_{tr,d} = 911.21$ daN

Per palo in grado di traslare rigidamente (meccanismo di palo "corto", assumendo che non via sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d} = 13128.41$ daN > 1034,72 daN

Per palo che ruota in testa (meccanismo di palo "intermedio" o "lungo", assumendo che non via sia rottura strutturale), la resistenza laterale di calcolo $R_{tr,d} = 12325.62$ daN > 1034,72 daN

3.1.3 Caso di carico: neve – verifiche statiche

Nel secondo scenario critico individuato, si suppone che il sistema sia in una posizione caratterizzata dal minimo angolo di rotazione (pari a 0°) rispetto all'orizzontale. In questa situazione, la proiezione orizzontale del piano di pannelli fotovoltaici è massima, di conseguenza è massima la sollecitazione nel sistema in caso di neve.

Per l'analisi di questo caso, ponendosi a favore di sicurezza, si effettuano le seguenti ipotesi:

- 1- l'intero sistema di pannelli viene considerato perfettamente rigido, pertanto le sollecitazioni dovute all'azione del vento vengono trasmesse in fondazione senza alcun tipo di smorzamento o dissipazione;
- 2- l'azione della neve viene considerata con un periodo di ritorno pari a 50 anni;

- 3- nelle analisi viene preso in considerazione esclusivamente il profilo con proprietà geometriche e meccaniche meno prestazionali (Sigma) con il massimo interesse possibile tra due sostegni consecutivi e trascurando il reciproco effetto di schermatura che si manifesta tra tracker adiacenti.

Viene di seguito riportata la valutazione del carico verticale dovuto alla neve secondo quanto riportato al paragrafo 3.4 del *D.M. 17 gennaio 2018*.

I dati relativi al carico della neve sono condizionati dai seguenti elementi:

- sito di installazione
- altitudine = a_s (m s.l.m.)
- valore caratteristico del carico di neve al suolo riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni = q_{sk}
- coefficiente termico in funzione della configurazione di installazione della struttura e dell'interazione della perdita di calore della costruzione = C_t
 - coefficiente di esposizione in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge la costruzione (battuta dai venti, normale, riparata) = C_E
 - fattore di forma della copertura in funzione della sua inclinazione = μ_i

Il carico provocato dalla presenza della neve è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Di seguito si riportano i dettagli dei calcoli svolti con l'ausilio del software:

Unità di misura : m ; KN/mq ; KN/m

Zona 0

Altitudine [m]: 216

Periodo di Ritorno [anni]: 50

q_{sk} (carico neve al suolo) = 1.5124

alfa (inclinazione della falda [°]) = 0

mu	qs	qe
mu1	.8	1.2099
		.59

The screenshot shows a software interface for calculating snow loads. On the left, there are input fields for location (Region: Piemonte, Province: Biella, Comune: CastellettoCervo), altitude (216 m), return period (50 years), and snow load at ground (1.5124 kN/m²). Below these are coefficients for exposure (1.0) and thermal (1.0). On the right, there is a diagram of a roof with a 0-degree slope and a snow load diagram. A table below the diagram shows the following values: $\mu = 0.8$ and $\mu_1 = 0.59$. The top right of the right panel shows $\mu_1 q_{sk} = 1.2099$.

Sulla base delle ipotesi sopra elencate, la superficie d'incidenza sul singolo palo su cui agisce la pressione del vento calcolata è caratterizzata da un'altezza pari a circa 230 cm ed un'estensione di circa 690 cm. Pertanto, le azioni dovute alla neve e agenti sul palo corrispondono a:

$$2,30 \text{ m} \times 6,90 \text{ m} \times 121 \text{ daN/m}^2 = \mathbf{1920,27 \text{ daN}}$$

A tale azione dev'essere aggiunto anche il carico permanente dovuto alla presenza dei pannelli fotovoltaici. Considerando un peso dei pannelli pari a 20 kg/m², il carico verticale di tipo permanente agente sul singolo palo corrisponde a:

$$2,30 \text{ m} \times 6,90 \text{ m} \times 20 \text{ daN/m}^2 = \mathbf{317,40 \text{ daN}}$$

Per un totale di:

$$1920,27 \text{ daN} + 317,40 \text{ daN} = \mathbf{2237,67 \text{ daN}}$$

La verifica statica del profilo viene eseguita considerando le medesime caratteristiche geometriche, inerziali e meccaniche individuate nel capitolo precedente e di seguito riproposte per completezza:

Stati limite - Materiali		
Tipo:	S235 (EN 10025-2) <	
profili a sezione aperta		
Descrizione:	S235 (EN 10025-2)	
	t ≤ 40 mm	t ≤ 80 mm
f _{yk}	2350	2150
f _{tk}	3600	3600
f _{yd}	2238,1	2047,62
Modulo elastico:	2100000	
gamma M	1,05	
Lambda max:	250	

Area N	8,6	cm ²
Area T _y	2,35	cm ²
Area T _z	4,1	cm ²
Inerzia Tors.	0,16	cm ⁴
Inerzia J _{yy}	478,12	cm ⁴
Inerzia J _{zz}	22,44	cm ⁴
Materiale:	002 ACCIAIO	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE (SINISTRA) E CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE (DESTRA)

Considerando le formule della Scienza delle Costruzioni per il calcolo del taglio resistente e del momento resistente di una sezione generica:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

Pertanto:

$$N_{rd} = (8,6 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2) / 1,05 = \mathbf{19247,62 \text{ daN} > 2237,67 \text{ daN}}$$

In conclusione, il profilo Sigma ipotizzato per il sostegno del sistema tracker risulta essere verificato e adeguato alle sollecitazioni cui è sottoposto per il caso analizzato.

3.1.4 Caso di carico: neve – verifiche geotecniche

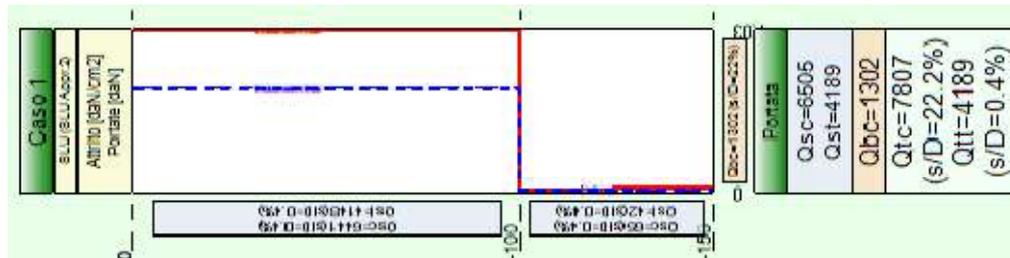
Poiché il profilo in acciaio ipotizzato risulta essere adeguato all'impiego in progetto, vengono di seguito condotte le analisi e le verifiche geotecniche previste dalla normativa tecnica vigente.

Nel caso in questione, siccome l'azione della neve è prevalentemente verticale e la distribuzione delle azioni ha una simmetria tale da non generare dei momenti flettenti agenti a livello della fondazione, viene omessa la verifica a taglio del terreno per il cedimento laterale del palo, mentre viene condotta nuovamente la verifica della capacità portante del palo.

Le sollecitazioni calcolate nel paragrafo precedente, e di seguito riassunte, si trasmettono in fondazione come una sollecitazione di sforzo normale assiale: essa sarà massima in corrispondenza dal piano finito del terreno e poi tenderà a smorzarsi procedendo in profondità grazie al contributo dell'attrito terreno-palo.

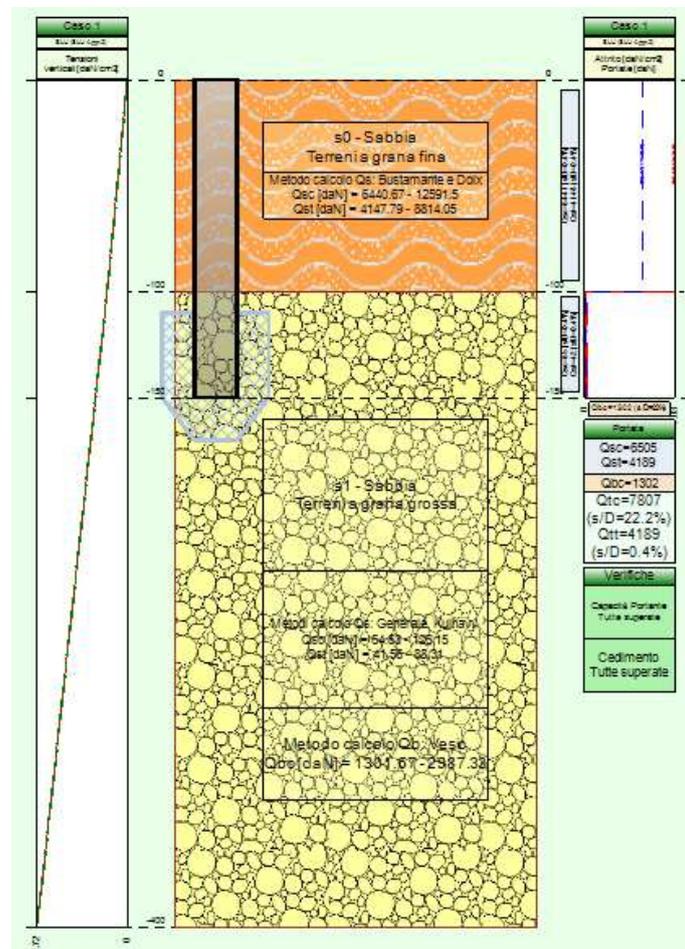
$$N_{ed} = 2237,67 \text{ daN}$$

L'andamento delle sollecitazioni resistenti del terreno, rappresentata di seguito in modo parametrico, lungo tutta la profondità d'infissione è la seguente:



ANDAMENTO DELLA CAPACITÀ PORTANTE PER ATRITO LATERALE CON LA PROFONDITÀ

Dal punto di vista geotecnico, appare evidente come il terreno sia in grado di garantire una portata laterale, calcolata con il metodo di Bustamante e Doix, tale da garantire il sostegno e l'equilibrio del palo sottoposto alle sollecitazioni valutate in precedenza, come dimostrano anche la rappresentazione e le tabelle di seguito riportate.



VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL PALO

Il calcolo della portata di base viene effettuato col metodo Vesic.

Vesic (1972, 1975, 1977) ha sviluppato un metodo di calcolo teorico per terreni sciolti, basato su un fattore adimensionale di capacità portante N_q , funzione dell'angolo di resistenza al taglio, e sulla tensione verticale efficace agente alla profondità della base z_b . Considerazioni di carattere empirico hanno reso evidente la necessità di introdurre dei fattori correttivi nel calcolo, secondo la densità relativa del terreno, e di considerare l'esistenza di una profondità critica z_c . Questo metodo è applicabile a terreni non coesivi, sia per pali infissi ($s/D \sim 8-10\%$) che per pali trivellati ($s/D \sim 25-30\%$).

$$q_{lim} = N_q \sigma'_c$$

L'attrito laterale è valutato secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (1985), di carattere empirico, basate sull'interpretazione di prove in scala reale. Secondo la stratigrafia e la tipologia di iniezione, viene valutato il diametro medio del bulbo di malta iniettata e l'attrito limite da questa sviluppato col terreno circostante. Questo metodo è applicabile a terreni coesivi e non coesivi, per micropali.

$$Q_{s,lim} = D_s L_s q$$

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
γ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
γ_{min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.35	1.15
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale $G1, fav=1.00$ o $G1, sfa=1.30$, secondo il caso.

Lo strato in cui si immorsa la base del palo si estende da quota -100 [cm] a quota -400 [cm]. Segue il calcolo alla quota di base del palo, -150 [cm].

La base del palo si trova alla quota $z_b = -150$ [cm], e la profondità critica è $z_c = -280$ [cm].

Il valore del coefficiente N_q calcolato è pari a 37.659. Il valore della capacità portante calcolato è pari a 9.51 [daN/cm²].

La portata di base calcolata vale 2987.33 [daN].

Portata di calcolo: $Q_{b,d} = 1301.67$ [daN] ($s/D=30.00\%$).

Per il calcolo della portata laterale, si deve tenere in considerazione il fatto che il fusto del palo attraversa 2 strati:

- Il palo attraversa il primo strato da quota 0 [cm] a quota -100 [cm]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -50 [cm].

Il valore complessivo dell'attrito laterale calcolato è 2 [daN/cm²].

La portata laterale calcolata vale: 12591.5 [daN] (8814.05 [daN]).

Portate di calcolo: $Q_{sc,d} = 6440.67$ [daN] ($s/D=0.50\%$). $Q_{st,d} = 4147.79$ [daN] ($s/D=0.50\%$).

- Il palo attraversa il secondo strato da quota -100 [cm] a quota -150 [cm].
 Q_{sc,d} media vale 64.53 [daN] (s/D=0.43%), Q_{st,d} 41.56 [daN] (s/D=0.40%).
 Di conseguenza la portata laterale di calcolo complessiva è pari a: Q_{sc,d} 6505.2 [daN],
 Q_{st,d} 4189.35 [daN].
 In conclusione, la portata di calcolo complessiva è pari a Q_{tc,d} 7806.86 [daN] > 2237,67 daN

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [cm], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [daN].

	1	2	3	4
s	-4.44	-0.09	0	0.08
E _d	-7806.86	-6530.66	0	4189.35

Segue il riassunto delle verifiche in formato tabellare. La verifica a capacità portante è risolta dal confronto tra la sollecitazione E_d, e la resistenza R_d pari alla capacità portante calcolata. Il cedimento s è calcolato utilizzando la curva di mobilitazione del palo, con riferimento alla sollecitazione E_d, e la verifica è eseguita rispetto al valore massimo ammissibile s_{amm}.

Caso	E _d [daN]	R _d [daN]	ver.	s [cm]	s _{amm} [cm]	ver.
I-1	-3905.81	-7806.86	SI (-7806.86/-3905.81 = 2.00 >= 1.0)	-0.05	-5	SI (-0.05 < -5)

3.2 Fondazioni per cabine di trasformazione e partenza

All'interno dell'impianto sono presenti n. 9 cabine di trasformazione per la gestione della corrente e della tensione.

Esse presentano tutte configurazioni e tecnologie costruttive simili: la cabina sarà prefabbricata in c.a.v. monoblocco costituita da pannelli di spessore 80 mm e solaio di copertura di 100 mm realizzati con armatura in acciaio FeB44K e calcestruzzo classe Rck 400 kg/cm². La fondazione sarà costituita da un insieme di 6 pilastri alti 120 cm in corrispondenza dei vertici e della mezzera del trasformatore poggianti su una platea di calcestruzzo armato di dimensioni 600x800x20 cm gettata in opera su letto di magrone armato di 10 cm ad una profondità di -130 cm.

Le dimensioni della platea di fondazione risultano quindi essere maggiorate di 1 m lungo tutto il perimetro del trasformatore e gettate ad una profondità tale da garantire l'adeguata portanza del terreno, in conformità alla stratigrafia e alle caratteristiche dello stesso riportate nella relazione geologica e geotecnica allegata.

Oltre alle suddette cabine, di seguito denominate "cabina di tipo 1", sarà anche realizzato un locale adibito a cabina di parallelo e smistamento. Poiché quest'ultimo locale presenta dimensioni maggiori delle cabine di tipo 1, è necessaria la realizzazione di un sistema di fondazione diverso da quello appena descritto.

Le caratteristiche di questa nuova tipologia di fondazione, di seguito denominata "cabina di tipo 2", consistono in:

- realizzazione di scavo fino a quota -130 cm dal piano campagna;

- riempimento con stabilizzato misto anidro in blocchi di adeguata pezzatura rullato per una potenza di 65 cm circa;
- realizzazione mediante getto in opera della platea di fondazione di dimensioni in pianta: 3100x750 cm, spessore 20 cm su letto di magrone armato di 10 cm.

Le scelte tecniche sopra elencate sono legate alla necessità di raggiungere un piano di posa con adeguate caratteristiche meccaniche, come descritto nella relazione geologica allegata.

3.3 CABINA DI TIPO 1



Dimensions (W x H x D)	6,058 x 2,896 x 2,438 mm
Weight	< 23 t

FIGURA TIPOLOGICA DEL TRASFORMATORE PREVISTO IN PROGETTO E RELATIVI DIMENSIONI E PESO DA SCHEDA TECNICA

Dimensioni della fondazione: 6 pilastri 60x60x120 cm su platea 800x600 cm.

Al fine di condurre le verifiche statiche e geotecniche della fondazione, vengono di seguito individuati i carichi agenti sulla stessa.

Il peso del trasformatore, da scheda tecnica risultante pari a circa 20 tonnellate, viene considerato ai fini delle verifiche da eseguire uniformemente ripartito tra i 6 pilastri di fondazione. Pertanto, su ogni pilastro agisce un carico permanente di circa 3500 daN.

Oltre a tale carico, ed oltre al peso proprio dell'intero sistema fondativo, viene considerato il carico dovuto alla neve, valutato come svolto in precedenza per le verifiche del palo infisso nel terreno per il sostegno dei tracker e considerato come agente sull'intera platea.

Unità di misura : m ; KN/mq ; KN/m

Zona 0

Altitudine [m]: 216

Periodo di Ritorno [anni]: 50

qs_k (carico neve al suolo) = 1.5124

alfa (inclinazione della falda [°]) = 0

mu | qs | qe |

μ_1 | .8 | 1.2099 | .59 |

Carico neve al suolo

Regione: Piemonte

Provincia: Biella

(Zona I Alpina)

Comune: CastellettoCervo

Altitudine di riferimento [m]: 216

Periodo di ritorno: 50 anni

Carico neve al suolo q_{sk} [kN/m²]: 1.5124

Coeff. di esposizione: 1.0

Coeff. termico: 1.0

Casi particolari

Crea relazione

kN , m

Cop ad una falda | Cop a due falde | Cop a più falde | Cop cilindrica

Carico neve sulla copertura [kN/m²]

μ_1 q_{sk} : 1.2099

0°

μ	μ_1
q_e [kN/m]	.59

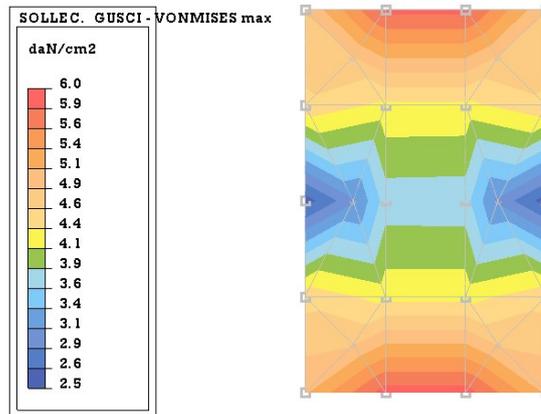
Sulla base di quanto descritto, si procede con le analisi.

Dapprima, vengono valutate le sollecitazioni agenti sulla platea in calcestruzzo armato e le pressioni agenti sul terreno:

Vista sul piano di fondazione con sollecitazioni sul calcestruzzo

Piano XY Z = -110 cm

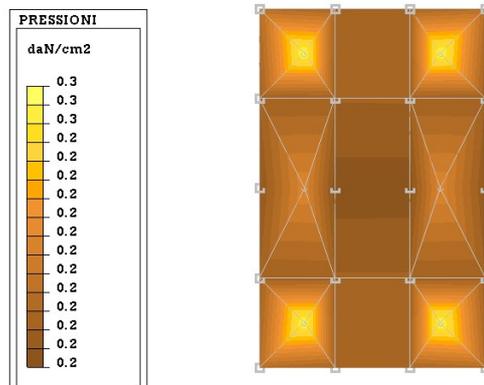
Piano XY Z = 0 cm



Vista sul piano di fondazione con tensioni agenti sul terreno

Piano XY Z = -130 cm

Piano XY, Z = 0 cm



Si procede quindi con la verifica geotecnica della fondazione. L'approfondimento di 130 cm è stato definito considerando le tensioni riportate nella figura precedente confrontate con la stratigrafia riportata nella relazione geologica.

Inoltre, la stratigrafia presenta in superficie, e per una potenza media di circa 100 cm, uno strato di materiale argilloso-sabbioso ricco di materiale organico, dovuto essenzialmente all'utilizzo agricolo del suolo. Tale strato non presenta caratteristiche meccaniche tali da garantire la capacità portante richiesta per i carichi descritti in precedenza; pertanto, risulta necessaria la rimozione dello stesso ed il raggiungimento di una profondità caratterizzata da prestazioni migliori.

Si riportano di seguito le analisi geologiche eseguite.

3.3.1 Verifiche geotecniche della fondazione della cabina di tipo 1

Di seguito si riporta la valutazione della stabilità, capacità portante e resistenza a scorrimento della fondazione superficiale descritta in precedenza. Le analisi verranno condotte sia in condizioni drenate, sia in condizioni non drenate considerando la combinazione di carico peggiore (SLU+ neve).

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante N_q (Prandtl, 1921), N_c (Reissner, 1924), N_γ (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento (d , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico (i , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa (b , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna (g , Vesic, 1973), e all'azione sismica (h - Maugeri e Novità, 2004).

Per le verifiche in condizioni non drenate si utilizzando i coefficienti di capacità portante, quelli correttivi dovuti alla forma della fondazione (s), all'approfondimento (d), alla presenza di un'azione orizzontale (i), all'inclinazione del piano di posa (b) e del piano campagna (g), suggeriti da Brinch Hansen e Vesic (1970, 1973).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). In condizioni non drenate, l'adesione fondazione terreno è assunta

pari alla resistenza al taglio non drenata del terreno moltiplicata per il coefficiente 0.40. Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

Il terreno considerato nelle analisi presenta le seguenti caratteristiche:

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati								
n.	nome	z_i [cm]	z_f [cm]	γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c' [daN/cm ²]	ϕ' [°]	s_u [daN/cm ²]
1	Argilla	0	-100	0.0016	0.00215	0	22	2
2	Sabbia	-100	-800	0.00185	0.00215	0	32	2
La stratigrafia non contiene una falda								

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

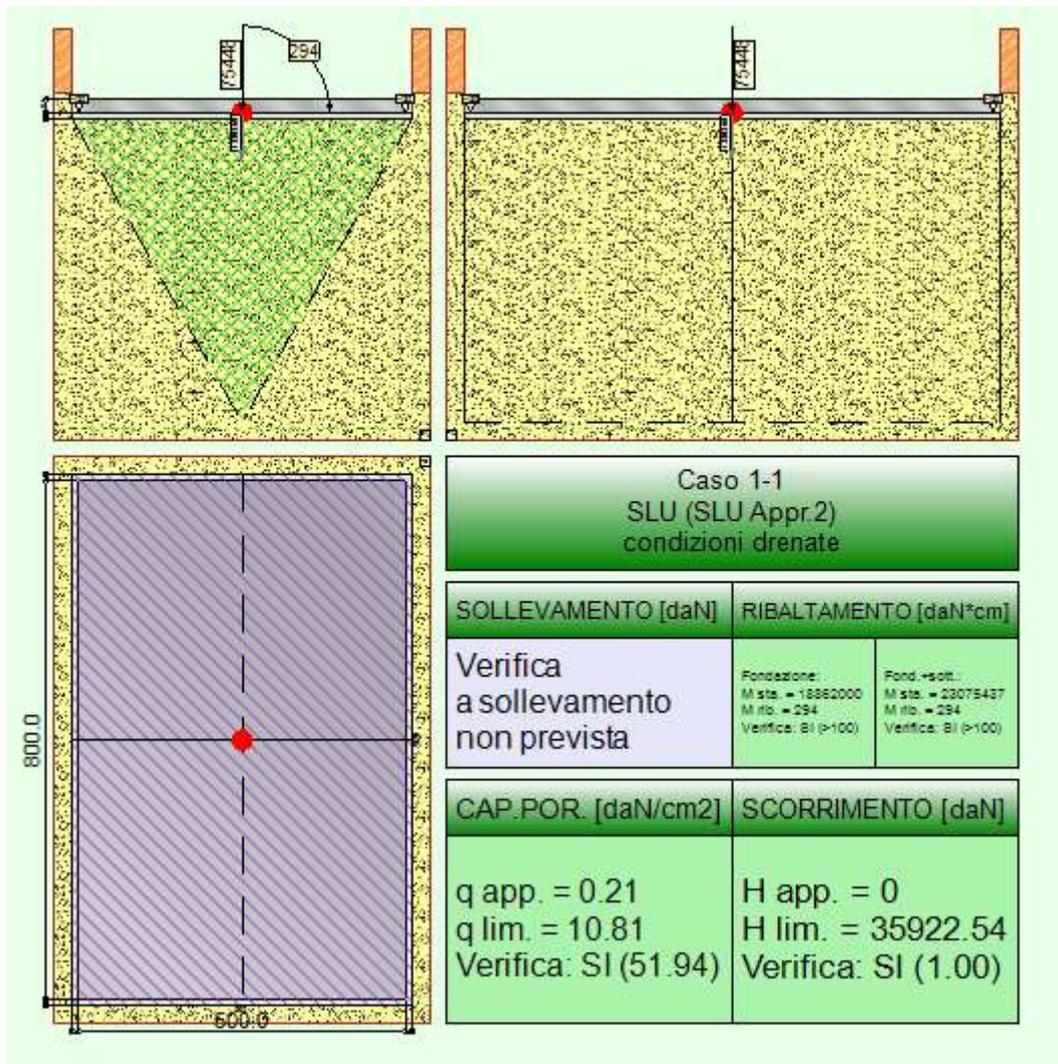
Indici e nomi dei casi di carico			Elenco delle verifiche eseguite per ciascun caso				Sisma
Caso	Nome	Sestetti	Ver. dren.	Ver. non dren.	Ver. equ.	Ver. upl.	Coef. sism.
1	SLU (SLU Appr.2)	1-1	Si	Si	Si	No	Non sismico
1-1 Caso 1-1							
2	SLU VENTOX (SLU Appr.2)	da 2-1 a 2-2	Si	No	Si	No	Non sismico
2-1 Caso 2-1; 2-2 Caso 2-2							
3	SLU VENTOY (SLU Appr.2)	3-1	Si	No	Si	No	Non sismico
3-1 Caso 3-1							
4	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	da 4-1 a 4-4	Si	No	Si	No	$k_{h,x} = 0.01$, $k_{h,y} = 0.00$
4-1 Caso 6-1; 4-2 Caso 6-2; 4-3 Caso 6-3; 4-4 Caso 6-4							
5	SLU con SISMAY PRINC (SLU Appr.2)	da 5-1 a 5-4	Si	No	Si	No	$k_{h,x} = 0.00$, $k_{h,y} = 0.01$
5-1 Caso 7-1; 5-2 Caso 7-2; 5-3 Caso 7-3; 5-4 Caso 7-4							
6	SLUEqu (SLU EQU)	6-1	No	No	Si	No	Non sismico
6-1 Caso 10-1							
7	SLUEqu VENTOX (SLU EQU)	da 7-1 a 7-2	No	No	Si	No	Non sismico
7-1 Caso 11-1; 7-2 Caso 11-2							
8	SLUEqu VENTOY (SLU EQU)	8-1	No	No	Si	No	Non sismico

	EQU)							
8-1 Caso 12-1								
9	SLD con SISMAX PRINC (SLD)	da a 9-4	9-1	Si	No	Si	No	$k_{h,x} = 0.00,$ $k_{h,y} = 0.00$
9-1 Caso 8-1; 9-2 Caso 8-2; 9-3 Caso 8-3; 9-4 Caso 8-4								
10	SLD con SISMAY PRINC (SLD)	da a 10-4	10-1	Si	No	Si	No	$k_{h,x} = 0.00,$ $k_{h,y} = 0.00$
10-1 Caso 9-1; 10-2 Caso 9-2; 10-3 Caso 9-3; 10-4 Caso 9-4								

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Qi,fav}$	$\gamma_{Qi,sfa}$			
1	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50			
2	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50			
3	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50			
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
6	0.90	1.10	0.80	1.50	0.00	1.50			
7	0.90	1.10	0.80	1.50	0.00	1.50			
8	0.90	1.10	0.80	1.50	0.00	1.50			
9	-	-	-	-	-	-			
10	-	-	-	-	-	-			
Caso	γ_T	γ_ϕ	$\gamma_{c'}$	γ_{su}	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,equ}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	1.00	1.00
4	-	-	-	-	1.80	1.10	1.30	1.00	1.00
5	-	-	-	-	1.80	1.10	1.30	1.00	1.00
6	1.00	1.25	1.25	1.40	-	-	-	1.00	1.00
7	1.00	1.25	1.25	1.40	-	-	-	1.00	1.00
8	1.00	1.25	1.25	1.40	-	-	-	1.00	1.00
9	-	-	-	-	2.30	1.10	1.30	-	-
10	-	-	-	-	2.30	1.10	1.30	-	-

3.3.2 Risultati dell'analisi in condizioni drenate



VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche a ribaltamento.

Caso	Fondazione			Fondazione e Sottofondo		
	R_d [daN*cm]	E_d [daN*cm]	Verifica	R_d [daN*cm]	E_d [daN*cm]	Verifica
1-1	18862000	290	SI (18862000/290 > 100)	23075440	290	SI (23075440/290 > 100)
2-1	18862000	290	SI (18862000/290 > 100)	23075440	290	SI (23075440/290 > 100)
2-2	18862000	290	SI (18862000/290 > 100)	23075440	290	SI (23075440/290 > 100)
3-1	18862000	290	SI (18862000/290 > 100)	23075440	290	SI (23075440/290 > 100)
4-1	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
4-2	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
4-3	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
4-4	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
5-1	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)

5-2	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
5-3	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
5-4	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
6-1	16160750	270	SI (16160750/270 > 100)	19201840	270	SI (19201840/270 > 100)
7-1	16160750	270	SI (16160750/270 > 100)	19201840	270	SI (19201840/270 > 100)
7-2	16160750	270	SI (16160750/270 > 100)	19201840	270	SI (19201840/270 > 100)
8-1	16160750	270	SI (16160750/270 > 100)	19201840	270	SI (19201840/270 > 100)
9-1	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
9-2	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
9-3	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
9-4	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
10-1	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
10-2	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
10-3	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)
10-4	12152500	200	SI (12152500/200 > 100)	15299340	200	SI (15299340/200 > 100)

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di capacità portante, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [daN]	R_d [daN]	Verifica	E_d [daN]	R_d [daN]	Verifica
1-1	88751.7	4609847.4	SI (4609847.4/88751.7 = 51.94 >= 1.0)	88751.7	2479292.5	SI (2479292.5/88751.7 = 27.94 >= 1.0)
2-1	88751.7	4609847.4	SI (4609847.4/88751.7 = 51.94 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
2-2	88751.7	4609847.4	SI (4609847.4/88751.7 = 51.94 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
3-1	88751.7	4609847.4	SI (4609847.4/88751.7 = 51.94 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
4-1	58843.6	5678178.1	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
4-2	58843.6	5678178.1	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
4-3	58843.6	5678178.1	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
4-4	58843.6	5678178.1	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
5-1	58843.6	5678178.1	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
5-2	58843.6	5678178.1	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
5-3	58843.6	5678178.1	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		

			= 96.50 >= 1.0)	
5-4	58843.6	5678178.1	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-1	58843.6	4542882.2	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-2	58843.6	4542882.2	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-3	58843.6	4542882.2	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-4	58843.6	4542882.2	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-1	58843.6	4542882.2	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-2	58843.6	4542882.2	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-3	58843.6	4542882.2	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-4	58843.6	4542882.2	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)	Verifica non richiesta.

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di resistenza a scorrimento, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [daN]	R_d [daN]	Verifica	E_d [daN]	R_d [daN]	Verifica
1-1	0	35922.5	SI (35922.5/0 = 1.00 >= 1.0)	0	310105.1	SI (310105.1/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	0	35922.5	SI (35922.5/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
2-2	0	35922.5	SI (35922.5/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
3-1	0	35922.5	SI (35922.5/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
4-1	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
4-2	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
4-3	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
4-4	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
5-1	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
5-2	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
5-3	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
5-4	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
9-1	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
9-2	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
9-3	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
9-4	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
10-1	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.

10-2	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 ≥ 1.0)	Verifica non richiesta.
10-3	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 ≥ 1.0)	Verifica non richiesta.
10-4	0	23817.1	SI (23817.1/0 = 1.00 ≥ 1.0)	Verifica non richiesta.

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	γ_ϕ	γ_γ	ϕ [°]	γ' [daN/cm ³]	N_γ	s_γ	d_γ	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	b_γ	g_γ	h_γ	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm ²]
1-1	1.00	1.00	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	17.53
2-1	1.00	1.00	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	17.53
2-2	1.00	1.00	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	17.53
3-1	1.00	1.00	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	17.53
4-1	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	16.91
4-2	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	16.91
4-3	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	16.91
4-4	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	16.91
5-1	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	16.91
5-2	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	16.91
5-3	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	16.91
5-4	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	16.91
9-1	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	17.24
9-2	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	17.24
9-3	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	17.24
9-4	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	17.24
10-1	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	17.24
10-2	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	17.24
10-3	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	17.24
10-4	-	-	32	0.00185	30.21	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	17.24
Caso	γ_c	c' [daN/cm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	h_c	$q'_{lim,c}$ [daN/cm ²]		
1-1	1.00	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	-	0		
2-1	1.00	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	-	0		
2-2	1.00	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	-	0		
3-1	1.00	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	-	0		
4-1	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
4-2	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
4-3	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
4-4	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
5-1	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
5-2	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
5-3	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
5-4	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
9-1	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
9-2	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
9-3	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
9-4	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
10-1	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
10-2	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
10-3	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
10-4	-	0	35.49	1.41	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
Caso	q' [daN/cm ²]	N_q	s_q	d_q	i_{bq}	i_{lq}	b_q	g_q	h_q	$q'_{lim,q}$ [daN/cm ²]			
1-1	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	-	7.03			
2-1	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	-	7.03			
2-2	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	-	7.03			
3-1	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	-	7.03			
4-1	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	6.88			
4-2	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	6.88			
4-3	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	6.88			
4-4	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	6.88			

5-1	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	6.88
5-2	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	6.88
5-3	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	6.88
5-4	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	6.88
9-1	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	6.96
9-2	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	6.96
9-3	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	6.96
9-4	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	6.96
10-1	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	6.96
10-2	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	6.96
10-3	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	6.96
10-4	0.23	23.18	1.21	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	6.96

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q'_{lim} [daN/cm ²]	A [cm ²]	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
1-1	2.30	10.81	426394.57	4609847.4	88751.7	SI (4609847.4/88751.7 = 51.94 >= 1.0)
2-1	2.30	10.81	426394.57	4609847.4	88751.7	SI (4609847.4/88751.7 = 51.94 >= 1.0)
2-2	2.30	10.81	426394.57	4609847.4	88751.7	SI (4609847.4/88751.7 = 51.94 >= 1.0)
3-1	2.30	10.81	426394.57	4609847.4	88751.7	SI (4609847.4/88751.7 = 51.94 >= 1.0)
4-1	1.80	13.32	426394.45	5678178.1	58843.6	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)
4-2	1.80	13.32	426394.45	5678178.1	58843.6	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)
4-3	1.80	13.32	426394.45	5678178.1	58843.6	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)
4-4	1.80	13.32	426394.45	5678178.1	58843.6	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)
5-1	1.80	13.32	426394.45	5678178.1	58843.6	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)
5-2	1.80	13.32	426394.45	5678178.1	58843.6	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)
5-3	1.80	13.32	426394.45	5678178.1	58843.6	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)
5-4	1.80	13.32	426394.45	5678178.1	58843.6	SI (5678178.1/58843.6 = 96.50 >= 1.0)
9-1	2.30	10.65	426394.45	4542882.2	58843.6	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)
9-2	2.30	10.65	426394.45	4542882.2	58843.6	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)
9-3	2.30	10.65	426394.45	4542882.2	58843.6	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)
9-4	2.30	10.65	426394.45	4542882.2	58843.6	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)
10-1	2.30	10.65	426394.45	4542882.2	58843.6	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)
10-2	2.30	10.65	426394.45	4542882.2	58843.6	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)

10-3	2.30	10.65	426394.45	4542882.2	58843.6	= 77.20 >= 1.0) SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)
10-4	2.30	10.65	426394.45	4542882.2	58843.6	SI (4542882.2/58843.6 = 77.20 >= 1.0)

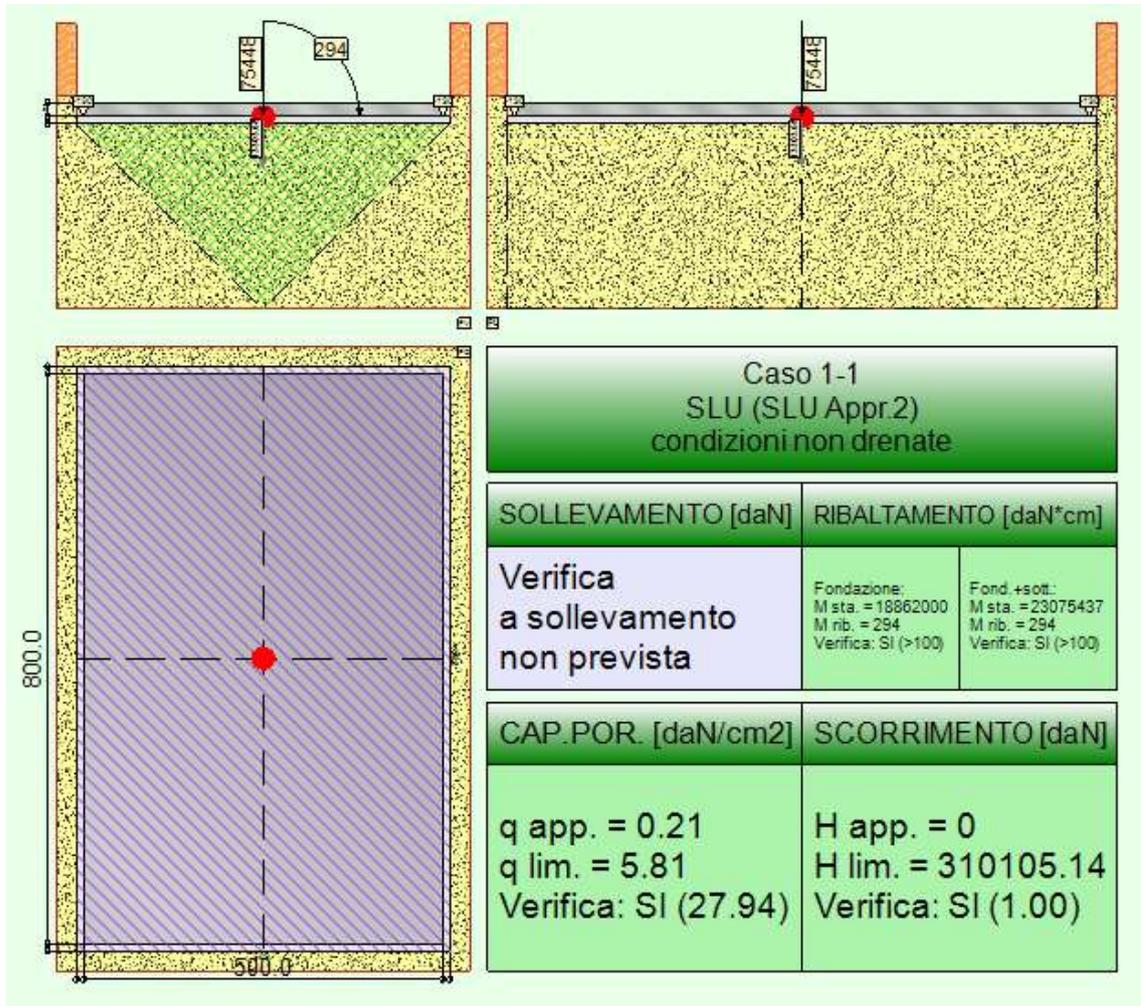
Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, della coesione efficace, dell'attrito e dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{ϕ}	γ_c	ϕ [°]	c' [daN/cm ²]	δ [°]	a [daN/cm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,c}$	R_b [daN]	R_e [daN]
1-1	1.00	1.00	32	0	24	0	1.10	1.00	35922.54	0
2-1	1.00	1.00	32	0	24	0	1.10	1.00	35922.54	0
2-2	1.00	1.00	32	0	24	0	1.10	1.00	35922.54	0
3-1	1.00	1.00	32	0	24	0	1.10	1.00	35922.54	0
4-1	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
4-2	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
4-3	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
4-4	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
5-1	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
5-2	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
5-3	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
5-4	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
9-1	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
9-2	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
9-3	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
9-4	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
10-1	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
10-2	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
10-3	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0
10-4	-	-	32	0	24	0	1.10	1.30	23817.14	0

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
1-1	35922.5	0	SI (35922.5/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	35922.5	0	SI (35922.5/0 = 1.00 >= 1.0)
2-2	35922.5	0	SI (35922.5/0 = 1.00 >= 1.0)
3-1	35922.5	0	SI (35922.5/0 = 1.00 >= 1.0)
4-1	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
4-2	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
4-3	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
4-4	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
5-1	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
5-2	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
5-3	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
5-4	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
9-1	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
9-2	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
9-3	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
9-4	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
10-1	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
10-2	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
10-3	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)
10-4	23817.1	0	SI (23817.1/0 = 1.00 >= 1.0)

3.3.3 Risultati delle analisi in condizioni non drenate



VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

La seguente tabella elenca il valore della resistenza al taglio non drenata, del peso di volume totale, del sovraccarico totale, ed i fattori e coefficienti introdotti per il calcolo della capacità portante.

Caso	γ_{su}	γ_γ	s_u [daN/cm ²]	γ [daN/cm ³]	q_t [daN/cm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	t_γ [daN/cm ²]	$q_{lim,c}$ [daN/cm ²]	$q_{lim,q}$ [daN/cm ²]
1-1	1.00	1.00	2	0.00185	0.23	5.14	1.13	1.11	1.00	1.00	1.00	1.00	0	12.84	0.23

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q_{lim} [daN/cm ²]	A [cm ²]	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
1-1	2.30	5.81	426394.57	2479292.5	88751.7	SI (2479292.5/88751.7 = 27.94 >= 1.0)

Le seguenti tabelle elencano il valore della resistenza al taglio non drenata, dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{su}	S_u [daN/cm ²]	a [daN/cm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	R_h [daN]	R_e [daN]
1-1	1.00	2	0.8	1.10	1.00	310105.14	0

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
1-1	310105.1	0	SI (310105.1/0 = 1.00 >= 1.0)

Come si evince facilmente dalle tabelle sopra riportate, la fondazione tipologica così come progettata e con i carichi descritti in precedenza risulta essere verificata sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista geotecnico.

3.4 CABINA DI TIPO 2 (CPS)

Come descritto nel paragrafo introduttivo di questo capitolo, oltre alla cabina di tipo 1 sopra descritta, vi è la necessità di realizzare una cabina di dimensioni maggiori. Questa seconda tipologia di locale verrà realizzato direttamente in sito mediante getto in opera di calcestruzzo armato, date le dimensioni nettamente maggiori: 31 m x 7,50 m.

Nonostante all'interno di questa cabina non siano previsti da progetto gli stessi componenti collocati nelle altre cabine, a favore di sicurezza si è deciso di condurre le analisi utilizzando i medesimi carichi a mq considerati in precedenza:

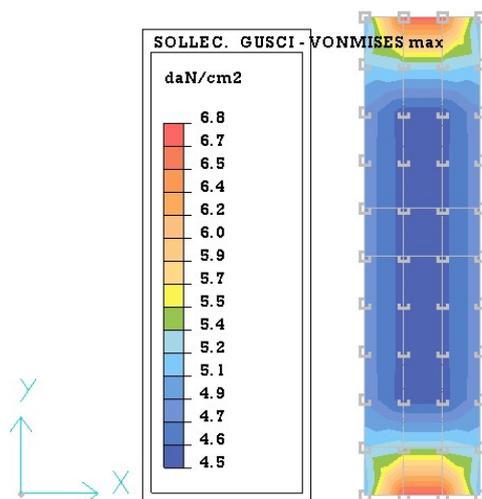
- carichi permanenti oltre al peso proprio: 1500 daN/m²;
- carico neve: 130 daN/m².

Analogamente a prima, vengono valutate le sollecitazioni agenti sulla platea in calcestruzzo armato e le pressioni agenti sul terreno:

Vista sul piano di fondazione con sollecitazioni sul calcestruzzo

Piano XY Z = -130 cm

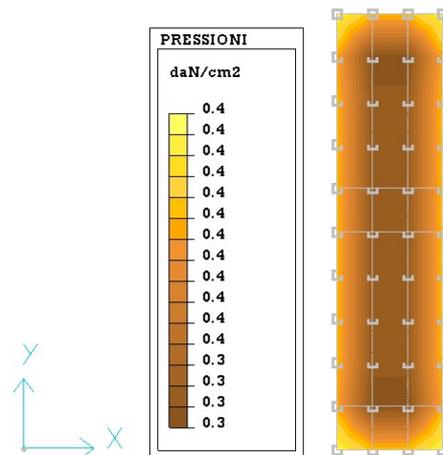
Piano XY Z = 0 cm



Vista sul piano di fondazione con tensioni agenti sul terreno

Piano XY Z = -130 cm

Piano XY Z = 0 cm



Si procede quindi con la verifica geotecnica della fondazione. L'approfondimento di 130 cm è stato definito considerando le tensioni riportate nella figura precedente confrontate con la stratigrafia riportata nella relazione geologica. Infatti la stratigrafia presenta in superficie, e per una potenza media di circa 100 cm, uno strato di materiale argilloso-sabbioso ricco di materiale organico, dovuto essenzialmente all'utilizzo agricolo del suolo. Tale strato non presenta caratteristiche meccaniche tali da garantire la capacità portante richiesta per i carichi descritti in precedenza, pertanto risulta necessaria la rimozione dello stesso ed il raggiungimento di una profondità caratterizzata da prestazioni migliori.

Siccome la platea avrà uno spessore di 20 cm con una sovrastante vasca di 50 cm per il passaggio degli impianti, si presenta la necessità di riportare all'interno dello scavo uno strato di riempimento di spessore di circa 65 cm. Il riempimento verrà eseguito mediante il getto, lo spianamento e la rullatura (eseguite a step di 15-20 cm per garantire l'uniformità della capacità portante dello strato lungo la profondità) di stabilizzato di cava anidro con blocchi di pezzatura adeguata alle caratteristiche meccaniche richieste. La rullatura verrà eseguita in modo tale da garantire la portanza richiesta dalle pressioni sul terreno riportate nella figura precedente, ovvero pari ad almeno 5 MPa.

Si riportano di seguito le analisi geologiche eseguite.

3.4.1 Verifiche geotecniche della fondazione della cabina di tipo 2

Di seguito si riporta la valutazione della stabilità, capacità portante e resistenza a scorrimento della fondazione superficiale descritta in precedenza. Le analisi verranno condotte sia in condizioni drenate, sia in condizioni non drenate considerando la combinazione di carico peggiore (SLU+ neve).

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante N_q (Prandtl, 1921), N_c (Reissner, 1924), N_γ (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento (d , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico (i , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa (b , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna (g , Vesic, 1973), e all'azione sismica (h - Maugeri e Novità, 2004).

Per le verifiche in condizioni non drenate si utilizzando i coefficienti di capacità portante, quelli correttivi dovuti alla forma della fondazione (s), all'approfondimento (d), alla presenza di un'azione orizzontale (i), all'inclinazione del piano di posa (b) e del piano campagna (g), suggeriti da Brinch Hansen e Vesic (1970, 1973).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). In condizioni non drenate, l'adesione fondazione terreno è assunta pari alla resistenza al taglio non drenata del terreno moltiplicata per il coefficiente 0.40. Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

Il terreno considerato nelle analisi presenta le seguenti caratteristiche:

La stratigrafia è eterogenea, presenta 3 strati									
n.	nome	z_i [cm]	z_f [cm]	γ_d [daN/cm ³]	γ_t [daN/cm ³]	c' [daN/cm ²]	φ' [°]	s_u [daN/cm ²]	
1	Argilla	0	-65	0.0016	0.00215	0	22	2	
2	Stabilizzato	-65	-130	0.0019	0.0021	0	30	2	
3	Sabbia	-130	-730	0.00185	0.00215	0	32	2	
La stratigrafia non contiene una falda									

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico			Elenco delle verifiche eseguite per ciascun caso				Sisma
Caso	Nome	Sestetti	Ver. dren.	Ver. non dren.	Ver. equ.	Ver. upl.	Coef. sism.
1	SLU (SLU Appr.2)	1-1	Si	Si	Si	No	Non sismico
1-1 Caso 1-1							
2	SLU VENTOX (SLU Appr.2)	da 2-1 a 2-2	Si	No	Si	No	Non sismico
2-1 Caso 2-1; 2-2 Caso 2-2							
3	SLU VENTOY (SLU Appr.2)	3-1	Si	No	Si	No	Non sismico
3-1 Caso 3-1							
4	SLU con SISMAL PRINCIPALI	da 4-1 a 4-4	Si	No	Si	No	$k_{n,x} = 0.01$, $k_{n,y} = 0.00$

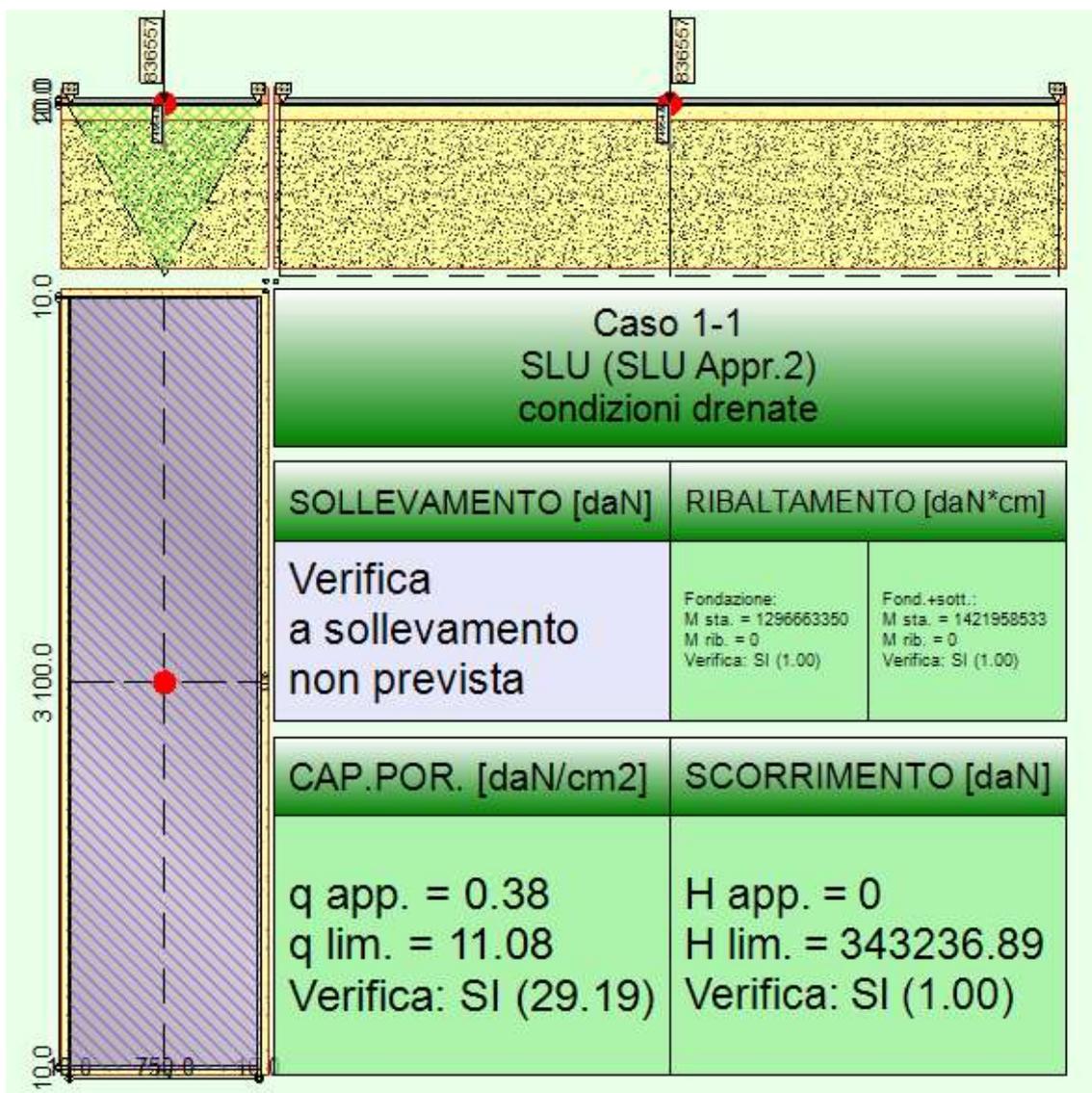
	(SLU Appr.2)							
4-1 Caso 6-1; 4-2 Caso 6-2; 4-3 Caso 6-3; 4-4 Caso 6-4								
5	SLU con SISMAX PRINC (SLU Appr.2)	da a 5-4	5-1	Si	No	Si	No	$k_{n,x}= 0.00,$ $k_{n,y}= 0.01$
5-1 Caso 7-1; 5-2 Caso 7-2; 5-3 Caso 7-3; 5-4 Caso 7-4								
6	SLUEqu (SLU EQU)		6-1	No	No	Si	No	Non sismico
6-1 Caso 10-1								
7	SLUEqu VENTOX (SLU EQU)	da a 7-2	7-1	No	No	Si	No	Non sismico
7-1 Caso 11-1; 7-2 Caso 11-2								
8	SLUEqu VENTOY (SLU EQU)		8-1	No	No	Si	No	Non sismico
8-1 Caso 12-1								
9	SLD con SISMAX PRINC (SLD)	da a 9-4	9-1	Si	No	Si	No	$k_{n,x}= 0.00,$ $k_{n,y}= 0.00$
9-1 Caso 8-1; 9-2 Caso 8-2; 9-3 Caso 8-3; 9-4 Caso 8-4								
10	SLD con SISMAX PRINC (SLD)	da a 10-4	10-1	Si	No	Si	No	$k_{n,x}= 0.00,$ $k_{n,y}= 0.00$
10-1 Caso 9-1; 10-2 Caso 9-2; 10-3 Caso 9-3; 10-4 Caso 9-4								

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Qi,fav}$	$\gamma_{Qi,sfa}$			
1	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50			
2	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50			
3	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50			
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
6	0.90	1.10	0.80	1.50	0.00	1.50			
7	0.90	1.10	0.80	1.50	0.00	1.50			
8	0.90	1.10	0.80	1.50	0.00	1.50			
9	-	-	-	-	-	-			
10	-	-	-	-	-	-			
Caso	γ_T	γ_ϕ	γ_c	γ_{su}	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	1.00	1.00	1.00
4	-	-	-	-	1.80	1.10	1.30	1.00	1.00
5	-	-	-	-	1.80	1.10	1.30	1.00	1.00
6	1.00	1.25	1.25	1.40	-	-	-	1.00	1.00

7	1.00	1.25	1.25	1.40	-	-	-	1.00	1.00
8	1.00	1.25	1.25	1.40	-	-	-	1.00	1.00
9	-	-	-	-	2.30	1.10	1.30	-	-
10	-	-	-	-	2.30	1.10	1.30	-	-

3.4.2 Risultati dell'analisi in condizioni drenate



VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche a ribaltamento.

Caso	Fondazione			Fondazione e Sottofondo		
	R_d [daN*cm]	E_d [daN*cm]	Verifica	R_d [daN*cm]	E_d [daN*cm]	Verifica
1-1	1296663350	0	SI (1296663350/0 = 1.00 >= 1.0)	1421958530	0	SI (1421958530/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	1296663350	0	SI (1296663350/0 = 1.00 >= 1.0)	1421958530	0	SI (1421958530/0 = 1.00 >= 1.0)

2-2	1296663350	0	SI (1296663350/0 1.00 >= 1.0)	1421958530	0	SI (1421958530/0 1.00 >= 1.0)
3-1	1296663350	0	SI (1296663350/0 1.00 >= 1.0)	1421958530	0	SI (1421958530/0 1.00 >= 1.0)
4-1	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
4-2	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
4-3	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
4-4	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
5-1	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
5-2	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
5-3	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
5-4	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
6-1	1212871900	0	SI (1212871900/0 1.00 >= 1.0)	1301648150	0	SI (1301648150/0 1.00 >= 1.0)
7-1	1212871900	0	SI (1212871900/0 1.00 >= 1.0)	1301648150	0	SI (1301648150/0 1.00 >= 1.0)
7-2	1212871900	0	SI (1212871900/0 1.00 >= 1.0)	1301648150	0	SI (1301648150/0 1.00 >= 1.0)
8-1	1212871900	0	SI (1212871900/0 1.00 >= 1.0)	1301648150	0	SI (1301648150/0 1.00 >= 1.0)
9-1	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
9-2	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
9-3	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
9-4	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
10-1	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
10-2	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
10-3	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)
10-4	837908300	0	SI (837908300/0 1.00 >= 1.0)	933260020	0	SI (933260020/0 1.00 >= 1.0)

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di capacità portante, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [daN]	R_d [daN]	Verifica	E_d [daN]	R_d [daN]	Verifica
1-1	911511.9	26607752.9	SI (26607752.9/911511.9 = 29.19 >= 1.0)	911511.9	12005807.8	SI (12005807.8/911511.9 = 13.17 >= 1.0)
2-1	911511.9	26607752.9	SI (26607752.9/911511.9 = 29.19 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
2-2	911511.9	26607752.9	SI (26607752.9/911511.9 = 29.19 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
3-1	911511.9	26607752.9	SI (26607752.9/911511.9 = 29.19 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
4-1	598243.6	32763821.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
4-2	598243.6	32763821.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		
4-3	598243.6	32763821.6	SI	Verifica non richiesta.		

			(32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)	
4-4	598243.6	32763821.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
5-1	598243.6	32763821.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
5-2	598243.6	32763821.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
5-3	598243.6	32763821.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
5-4	598243.6	32763821.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-1	598243.6	26189193.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-2	598243.6	26189193.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-3	598243.6	26189193.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-4	598243.6	26189193.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-1	598243.6	26189193.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-2	598243.6	26189193.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-3	598243.6	26189193.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-4	598243.6	26189193.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)	Verifica non richiesta.

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di resistenza a scorrimento, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [daN]	R_d [daN]	Verifica	E_d [daN]	R_d [daN]	Verifica
1-1	0	343236.9	SI (343236.9/0 = 1.00 >= 1.0)	0	1747200	SI (1747200/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	0	343236.9	SI (343236.9/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
2-2	0	343236.9	SI (343236.9/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
3-1	0	343236.9	SI (343236.9/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
4-1	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
4-2	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
4-3	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
4-4	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
5-1	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
5-2	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.
5-3	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)			Verifica non richiesta.

5-4	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-1	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-2	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-3	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
9-4	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-1	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-2	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-3	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)	Verifica non richiesta.
10-4	0	225273.3	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)	Verifica non richiesta.

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	γ_o	γ_r	φ [°]	γ' [daN/cm ³]	N_r	s_r	d_r	i_{br}	i_{tr}	b_r	g_r	h_r	$q'_{lim,r}$ [daN/cm ²]
1-1	1.00	1.00	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	22.27
2-1	1.00	1.00	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	22.27
2-2	1.00	1.00	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	22.27
3-1	1.00	1.00	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	22.27
4-1	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	21.47
4-2	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	21.47
4-3	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	21.47
4-4	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	21.47
5-1	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	21.47
5-2	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	21.47
5-3	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	21.47
5-4	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	21.47
9-1	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	21.9
9-2	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	21.9
9-3	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	21.9
9-4	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	21.9
10-1	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	21.9
10-2	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	21.9
10-3	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	21.9
10-4	-	-	31.7	0.00186	28.84	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	21.9
Caso	γ_e	c' [daN/cm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	h_c	$q'_{lim,c}$ [daN/cm ²]		
1-1	1.00	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	-	0		
2-1	1.00	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	-	0		
2-2	1.00	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	-	0		
3-1	1.00	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	-	0		
4-1	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
4-2	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
4-3	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
4-4	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
5-1	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
5-2	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
5-3	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
5-4	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0		
9-1	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
9-2	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
9-3	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
9-4	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
10-1	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
10-2	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
10-3	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		
10-4	-	0	34.59	1.16	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0		

Caso	q' [daN/cm ²]	N _q	s _q	d _q	i _{bq}	i _{lq}	b _q	g _q	h _q	q' _{lim,q} [daN/cm ²]
1-1	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	-	3.05
2-1	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	-	3.05
2-2	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	-	3.05
3-1	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	-	3.05
4-1	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	2.98
4-2	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	2.98
4-3	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	2.98
4-4	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	2.98
5-1	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	2.98
5-2	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	2.98
5-3	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	2.98
5-4	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	2.98
9-1	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	3.02
9-2	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	3.02
9-3	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	3.02
9-4	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	3.02
10-1	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	3.02
10-2	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	3.02
10-3	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	3.02
10-4	0.12	22.36	1.08	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	3.02

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	γ _{R,v}	q' _{lim} [daN/cm ²]	A [cm ²]	R _d [daN]	E _d [daN]	Verifica
1-1	2.30	11.08	2402400	26607752.9	911511.9	SI (26607752.9/911511.9 = 29.19 >= 1.0)
2-1	2.30	11.08	2402400	26607752.9	911511.9	SI (26607752.9/911511.9 = 29.19 >= 1.0)
2-2	2.30	11.08	2402400	26607752.9	911511.9	SI (26607752.9/911511.9 = 29.19 >= 1.0)
3-1	2.30	11.08	2402400	26607752.9	911511.9	SI (26607752.9/911511.9 = 29.19 >= 1.0)
4-1	1.80	13.64	2402400	32763821.6	598243.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)
4-2	1.80	13.64	2402400	32763821.6	598243.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)
4-3	1.80	13.64	2402400	32763821.6	598243.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)
4-4	1.80	13.64	2402400	32763821.6	598243.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)
5-1	1.80	13.64	2402400	32763821.6	598243.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)
5-2	1.80	13.64	2402400	32763821.6	598243.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)
5-3	1.80	13.64	2402400	32763821.6	598243.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)
5-4	1.80	13.64	2402400	32763821.6	598243.6	SI (32763821.6/598243.6 = 54.77 >= 1.0)
9-1	2.30	10.9	2402400	26189193.6	598243.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)
9-2	2.30	10.9	2402400	26189193.6	598243.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)
9-3	2.30	10.9	2402400	26189193.6	598243.6	SI

						(26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)
9-4	2.30	10.9	2402400	26189193.6	598243.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)
10-1	2.30	10.9	2402400	26189193.6	598243.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)
10-2	2.30	10.9	2402400	26189193.6	598243.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)
10-3	2.30	10.9	2402400	26189193.6	598243.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)
10-4	2.30	10.9	2402400	26189193.6	598243.6	SI (26189193.6/598243.6 = 43.78 >= 1.0)

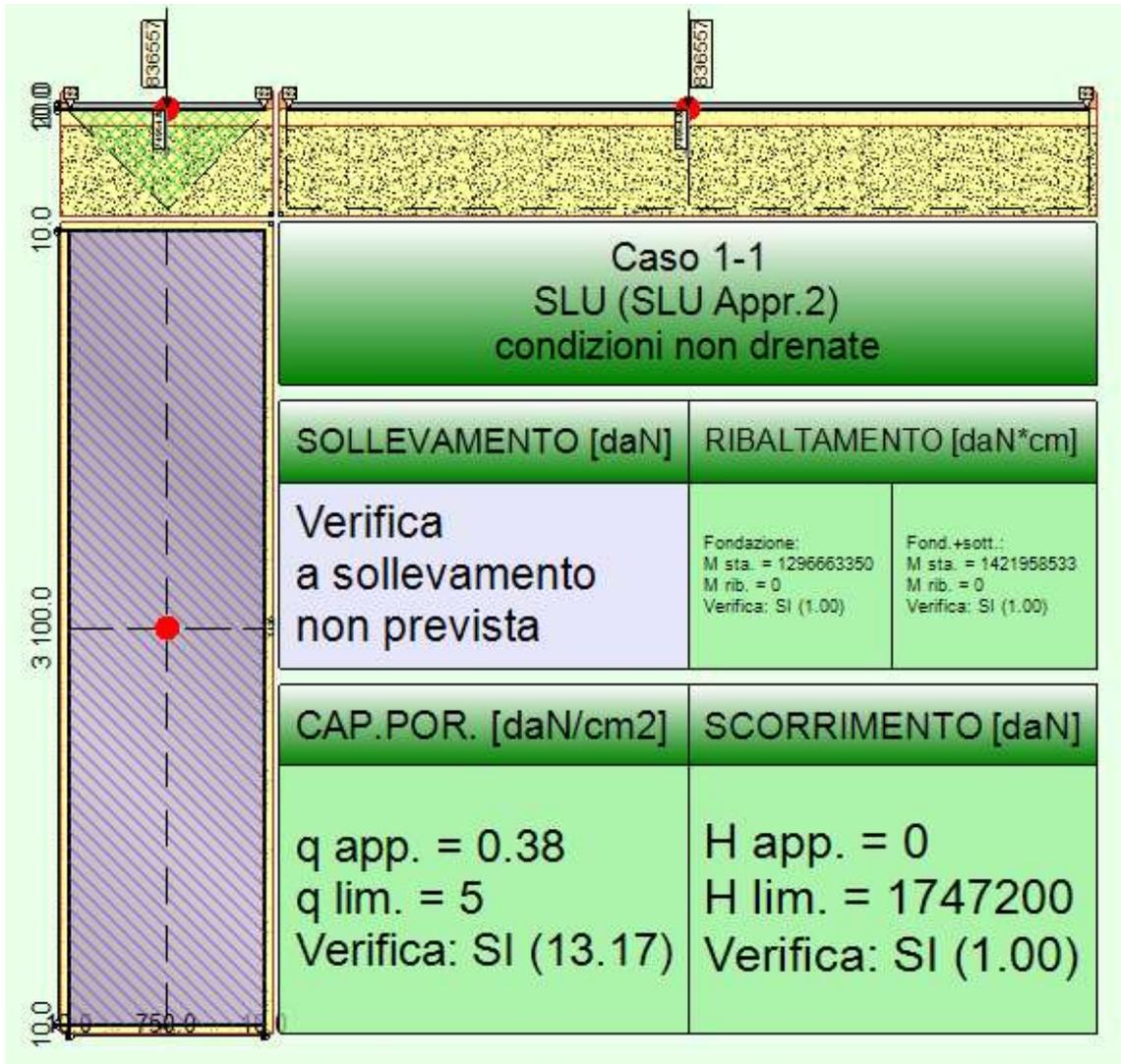
Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, della coesione efficace, dell'attrito e dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{ϕ}	$\gamma_{c'}$	ϕ [°]	c' [daN/cm ²]	δ [°]	a [daN/cm ²]	$\gamma_{R,th}$	$\gamma_{R,ce}$	R_d [daN]	R_e [daN]
1-1	1.00	1.00	30	0	22.5	0	1.10	1.00	343236.89	0
2-1	1.00	1.00	30	0	22.5	0	1.10	1.00	343236.89	0
2-2	1.00	1.00	30	0	22.5	0	1.10	1.00	343236.89	0
3-1	1.00	1.00	30	0	22.5	0	1.10	1.00	343236.89	0
4-1	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
4-2	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
4-3	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
4-4	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
5-1	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
5-2	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
5-3	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
5-4	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
9-1	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
9-2	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
9-3	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
9-4	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
10-1	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
10-2	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
10-3	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0
10-4	-	-	30	0	22.5	0	1.10	1.30	225273.28	0

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
1-1	343236.9	0	SI (343236.9/0 = 1.00 >= 1.0)
2-1	343236.9	0	SI (343236.9/0 = 1.00 >= 1.0)
2-2	343236.9	0	SI (343236.9/0 = 1.00 >= 1.0)
3-1	343236.9	0	SI (343236.9/0 = 1.00 >= 1.0)
4-1	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
4-2	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
4-3	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
4-4	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
5-1	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
5-2	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
5-3	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
5-4	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
9-1	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
9-2	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
9-3	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
9-4	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
10-1	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
10-2	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
10-3	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)
10-4	225273.3	0	SI (225273.3/0 = 1.00 >= 1.0)

3.4.3 Risultati delle analisi in condizioni non drenate



VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

La seguente tabella elenca il valore della resistenza al taglio non drenata, del peso di volume totale, del sovraccarico totale, ed i fattori e coefficienti introdotti per il calcolo della capacità portante.

Caso	γ_{su}	γ_{γ}	s_u [daN/cm ²]	γ [daN/cm ³]	q_t [daN/cm ²]	N_c	s_c	d_c	i_{bc}	i_{lc}	b_c	g_c	t_{γ} [daN/cm ²]	$q_{lim,c}$ [daN/cm ²]	$q_{lim,q}$ [daN/cm ²]
I-1	1.00	1.00	2	0.00186	0.12	5.14	1.05	1.04	1.00	1.00	1.00	1.00	0	11.21	0.12

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q_{lim} [daN/cm ²]	A [cm ²]	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
I-1	2.30	5	2402400	12005807.8	911511.9	SI (12005807.8/911511.9 = 13.17 >= 1.0)

Le seguenti tabelle elencano il valore della resistenza al taglio non drenata, dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	γ_{su}	S_u [daN/cm ²]	a [daN/cm ²]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	R_h [daN]	R_e [daN]
I-1	1.00	2	0.8	1.10	1.00	1747200	0

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	R_d [daN]	E_d [daN]	Verifica
I-1	1747200	0	SI ($1747200/0 = 1.00 \geq 1.0$)

Come si evince facilmente dalle tabelle sopra riportate, la fondazione tipologica così come progettata e con i carichi descritti in precedenza risulta essere verificata sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista geotecnico.