

Comuni di: DORNO
Comuni di: SCALDASOLE
Comuni di: PIEVE ALBIGNOLA
Provincia di: PAVIA
Regione: LOMBARDIA



PROPONENTE

NEOEN

NEOEN RENEWABLES ITALIA srl
Via Giuseppe Rovani, 7 - 20123 MILANO (MI)

OPERA

PROGETTO DEFINITIVO

IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE
RINNOVABILE AGRIVOLTAICA DI POTENZA NOMINALE PARI A 104.734,56
kWp E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RETE RTN

"SOLARE DORNO - NEOEN"

OGGETTO

TITOLO DELL' ELABORATO:

RELAZIONE GEOTECNICA

DATA:

18/07/2024

N°/CODICE ELABORATO:

REL 007

Tipologia: REL (RELAZIONI)

I TECNICI

PROGETTISTI:

EDILSAP s.r.l.
Via di Selva Candida, 452 - 00166 ROMA
Ing. Fernando Sonnino Project Manager



Prof. Geol. Alfonso Russi
Via Friuli, 5 - 06034 FOLIGNO



PROFESSIONISTI:

Dott. Ing. Raneri Simone.
Via Pian dei Molini N° 2 - 06031 BEVAGNA
(PG)



00

202304086

Emissione per Progetto Definitivo

Ing. Simone Raneri

Prof. Geol. Alfonso Russi

Ing. Fernando Sonnino

N° REVISIONE

Cod. STMG

OGGETTO DELLA REVISIONE

ELABORAZIONE

VERIFICA

APPROVAZIONE

Proprietà e diritto del presente documento sono riservati - la riproduzione è vietata.

SOMMARIO

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO PER LA GEOTECNICA.....	4
2	PREMESSA.....	5
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN SITO E INDIVIDUAZIONE.....	5
4	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	6
4.1	Risposta sismica locale	8
4.1.1	Parametri di analisi.....	8
4.1.2	Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD	9
4.1.3	Parametri di analisi.....	10
4.1.4	Parametri di analisi.....	13
4.2	parametri geotecnici di verifica	16
5	PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE.....	16
5.1	Tipologia di fondazione.....	17
5.2	Tipologia palo infisso impianti fotovoltaici	19
5.2.1	Sezioni in acciaio	19
5.2.2	Valore di progetto dl palo:	20
6	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE PER LA FAMIGLIA SLU.....	21
6.1.1	3.1 Vita nominale	21
6.1.2	3.2 Classe d'uso	21
6.1.3	3.3 Periodo di riferimento dell'azione sismica.....	21
7	PROGRAMMA DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE	22
7.1.1	Osservazione sulle indagine geotecniche	24
7.2	DPSH1 SCALDASOLE.....	26
7.3	DPSH2 DORNO	28
7.4	DPSH3 DORNO	30
7.5	DPSH4 DORNO	32
7.6	Terreni.....	34
7.7	Nota:.....	35
7.8	Considerazione sui valori di progetto assunti:.....	35
8	MODELLAZIONE DEL SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI E DI VERIFICA.....	36
8.1	Generalità.....	36
8.1.1	Modello di fondazione	36
8.1.2	Verifica di scorrimento.....	36
8.1.3	Verifica di capacità portante	37
8.1.4	Berenzantzev	38
8.1.5	Verifica di capacità portante orizzontale – Broms.....	38
8.1.6	Influenza degli strati sulla capacità portante	39
8.1.7	Influenza del sisma sulla capacità portante	40

8.1.8	Verifica di capacità portante pali.....	40
9	RISULTATI STUDIO FONDAZIONI	43
9.1	Fondazioni profonde	43
9.2	SCALDASOLE (DPSH1)	45
9.2.1	Prove DPSH1.....	45
9.2.2	EC7 - VESIC	46
9.2.3	Metodo utilizzato: Berezantzev.....	47
9.2.4	Correlazioni con i risultati di prove in sito DPSH1	48
9.3	Valutazione di capacità portante ORIZZONTALE	49
9.3.2	Confronto di capacità portante verticale riferita al palo singolo	50
9.1	DORNO (DPSH4).....	51
9.1.1	Prove DPSH4.....	51
9.1.2	Metodo utilizzato: EC7 CD	51
9.1.3	Metodo utilizzato: Berezantzev.....	52
9.1.4	Correlazioni con i risultati di prove in sito DPSH1	53
9.1	Verifica di capacità portante ORIZZONTALE	54
9.1.1	Prove DPSH4.....	54
9.1.2	Cedimenti pali estremi.....	55
9.1.3	Confronto di capacità portante verticale riferita al palo singolo	56
10	FONDAZIONI SUPERFICIALI	57
10.1	Premessa	57
10.2	Tipologia di fondazione	57
10.3	Terreni.....	59
10.4	DORNO-SCALDASOLE	61
10.4.1	Analisi piastre c.a. di fondazione	61
10.5	12,1 Platea a "Piano campagna"	62
10.5.1	Sistema di riferimento e direzioni di armatura.....	63
10.5.2	DPSH1-SCALDASOLE	63
10.5.3	DPSH2-DORNO	65
10.5.4	DPSH3-DORNO	67
10.5.5	DPSH4-DORNO	68
10.1	8.2 Pressioni terreno in SLU	71
10.2	8.3 Pressioni terreno in SLV/SLVf/SLUEcc.....	73
10.3	8.4 Pressioni terreno in SLE/SLD	74
11	INDICAZIONI SU RECINZIONI E PALI PER LA VIDEO SORVEGLIANZA ;.....	76
12	CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI TECNICHE	77
12.1.1	Prescrizioni:	77
12.1.2	Indicazioni:.....	77

13	ALLEGATI	78
14	CONCLUSIONI.....	78

1 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 PREMESSA

Lo scrivente, Dott., Ing., Simone RANERI, con studio professionale in Bevagna in via Pian dei molini n°2, iscritto all'Ordine degli Ingegneri DI PERUGIA al numero A3134, riguardo al progetto di un impianto agrivoltaico, da realizzarsi nel comune di DORNO (PV), ha ricevuto l'incarico di eseguire le preliminari verifiche geotecniche del sito ove saranno realizzate le opere di progetto. L'area è suddivisibile in DUE macro zone, alle coordinate topografiche indicate e graficamente riportate in figura uno.



Figura 1 - Individuazione siti – MAWS SCALDASOLE, DORNO – PROVA-DPSH1; NORD SCALDASOLE - PROVE-DPSH2,DPSH3,DPSH4 SUD, DORNO. SCALDASOLE DORNO ALBIGNOLA

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN SITO E INDIVIDUAZIONE

Le tipologie di opere consistono in opere di fondazione superficiali e profonde inerenti strutture TIPICHE degli impianti fotovoltaici, ovvero sistemi per il supporto dei pannelli fotovoltaici e dei sistemi secondari di campo (porta inverter , recinzioni, pali per la sorveglianza etc.) realizzati a pali infissi a sezione aperta o a sezione chiusa e le fondazioni superficiali per le control-room e sottostazioni, realizzate con platee di fondazione. Le TIPOLOGIE di opere di fondazione sono state analizzate secondo la norma DM, 17-01-18 (NTC), considerandole 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=50 anni per una classe d'uso I, e quindi una vita di riferimento di 35 anni (NTC18 e NTC08 §2,4,3),

a) Le opere saranno edificata in località SCALDASOLE , DORNO e PIEVE ALBIGNOLA in

provincia di Pavia, con accelerazione massima in posizione MAWS-DORNO, Sannazzaro De' Burgondi, Cascina Gorana Nuova; Latitudine ED50 45,1286° (45° 7' 43"); Longitudine ED50 8,9356° (8° 56' 8"); Altitudine s.l.m. 553,75 m. (coordinate esatte: 45,128571 8,93562).

- b) Si distinguono DUE macro aree, **SCALDASOLE (Nord)** con prova DPSH1, **DORNO (Sud)** e **PIEVE ALBIGNOLA** con DPSH2 e DPSH3, DPSH4.

Osservazioni:

1. Dallo studio delle macro aree individuate, emerge un'eterogeneità degli strati con caratteristiche geotecniche analoghe, che migliorano procedendo da sud verso nord. La zona di Scaldasole è rappresentata dall'insieme delle prove DPSH1, DPSH2 e DPSH3, (anche se le prove DPSH2 e DPSH3, ricadono in Dorno) caratterizzate da strutture stratigrafiche continue e omogenee, ma con potenze degli strati variabili. I valori di portanza sono minori in DPSH3.
2. Analogamente, Dorno (Sannazzaro), rappresentato dalla prova DPSH4, presenta caratteristiche simili a quelle rivelate dalle prove precedenti, ma con valori di portanza inferiori
3. In sintesi, possiamo suddividere le analisi geotecniche più rappresentative in due ZONE, attribuendo alla macro aree: **SCALDASOLE** la prova **DPSH1** (massima portanza) a nord e **DORNO/P. ALBIGNOLA** la prova **DPSH4** – (minima portanza) a sud.
4. Le prove sono in grado di caratterizzare l'intera macro-area;
5. La zona di Pieve Albignola è associata la prova DPSH4. Ci si riferirà a essa con la denominazione , DORNO-DPSH4;

4 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Per la pericolosità sismica di base, si sono analizzate le due prove MAWS eseguite, allegate nella relazione geologica che caratterizzano il sito nel suo complesso come di seguito riportato.

In generale, 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 ag e dalle relative forme spettrali, I tre parametri fondamentali (accelerazione ag, fattore di amplificazione Fo e periodo T*C) si ricavano per ciascun nodo del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica TR previsto, espresso in anni; quest'ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento Vr della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell'arco della vita di riferimento.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVr cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3,2,1 del §3,2,1 della norma; i valori di PVr 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 per entrambe le macro aree.

- In figura 2, si riporta la griglia rappresentante le accelerazione massime, da INVG;

- In figura 3 e 4, si riportano in forma tabellare, i valori di accelerazione massima secondo i diversi tempi di ritorno, maggiori in MAWS2-DORNO;

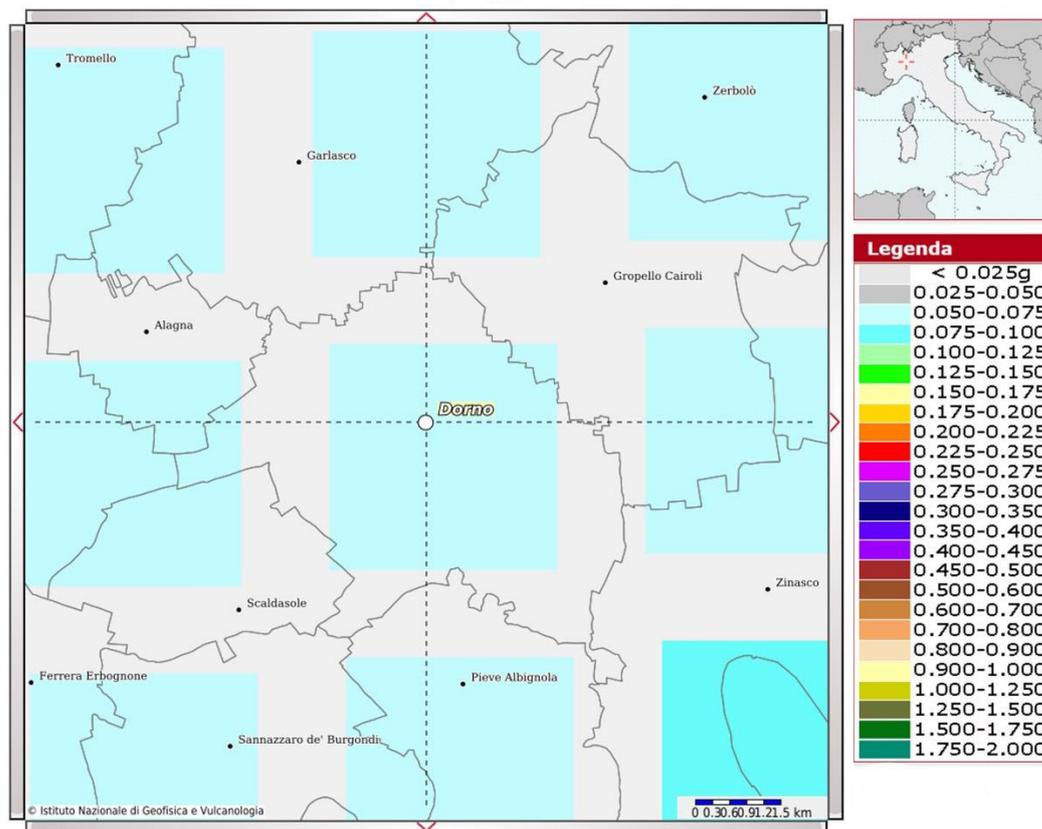


Figura 2 - Individuazione accelerazione massima attesa - INGV

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	21	Default (0,0166)	Default (2,532)	Default (0,16)
SLD	Default (63)	35	Default (0,0214)	Default (2,528)	Default (0,182)
SLV	Default (10)	332	Default (0,0521)	Default (2,551)	Default (0,275)
SLC	Default (5)	682	Default (0,0666)	Default (2,569)	Default (0,283)

Figura 3 – MAWS1-SCALDASOLE

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	21	Default (0,0167)	Default (2,531)	Default (0,162)
SLD	Default (63)	35	Default (0,0215)	Default (2,527)	Default (0,183)
SLV	Default (10)	332	Default (0,0527)	Default (2,547)	Default (0,275)
SLC	Default (5)	682	Default (0,0676)	Default (2,565)	Default (0,283)

Figura 4 – MAWS2 - DORNO

Valori di progetto in DPSH6

PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	35.2	
Ag/g SLD	0.0215	
Fo SLD	2.527	
Tc* SLD	0.183	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	332.19	
Ag/g SLV	0.0527	
Fo SLV	2.547	
Tc* SLV	0.275	[s]

4.1 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 C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (NTC18 e NTC08 Tab, 3,2,II),

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

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

In base alle categorie scelte si sono infine adottati i seguenti coefficienti di amplificazione e spettrali: riportano infine gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati,

4.1.1 Parametri di analisi

- Si è condotta una analisi di tipo Lineare statica su una costruzione di acciaio regolare in altezza,
- Si è considerata una classe di duttilità Non dissipativa, a cui corrispondono per la struttura in esame i seguenti fattori di struttura:

Fattore di comportamento per sisma SLD X 1,5

Fattore di comportamento per sisma SLD Y 1,5

Fattore di comportamento per sisma SLV X	1,5
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1,5

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	[m]

Nell'analisi statica ci si è riferiti ad una altezza della costruzione di 2,10, valutando un periodo del modo di vibrare principale della struttura pari a , I parametri adottati per l'analisi statica sono riassunti in questo prospetto:

Altezza costruzione	2,10	[m]
----------------------------------	-------------	------------

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,

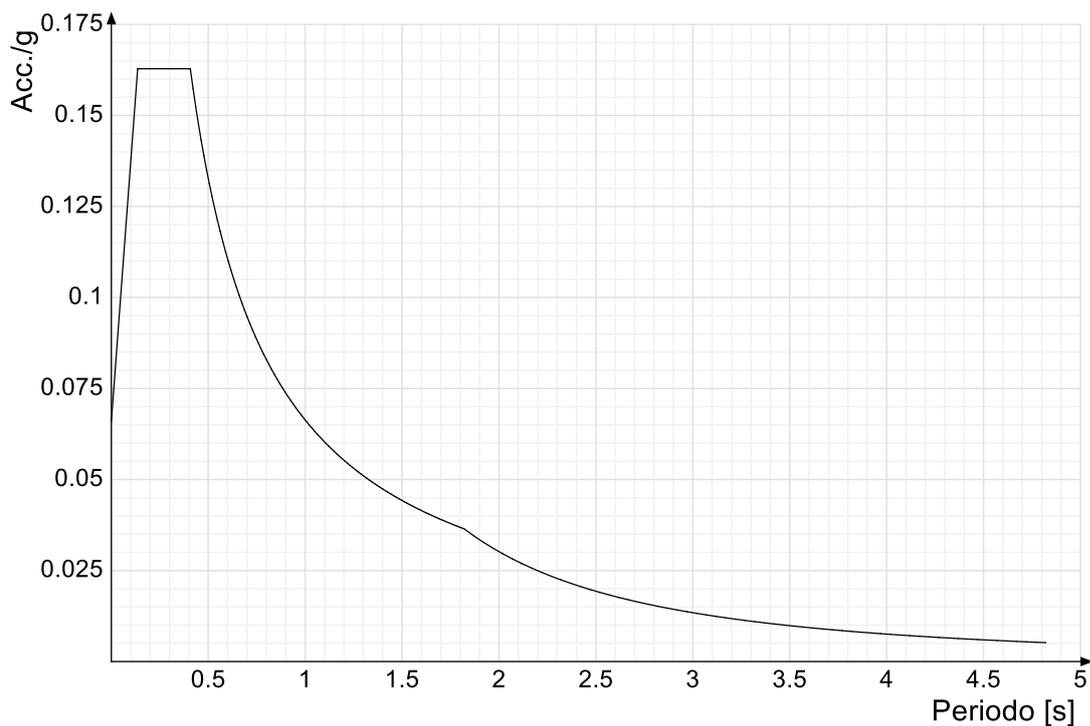
Nella struttura in oggetto si è applicata una eccentricità accidentale secondo il seguente prospetto:

Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano campagna"	0,0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano campagna"	0,0	[m]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Pannello Inf,55°"	0,0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Pannello Inf,55°"	0,0	[m]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Attacco impianto"	0,0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Attacco impianto"	0,0	[m]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Pannello Sup,55°"	0,0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Pannello Sup,55°"	0,0	[m]

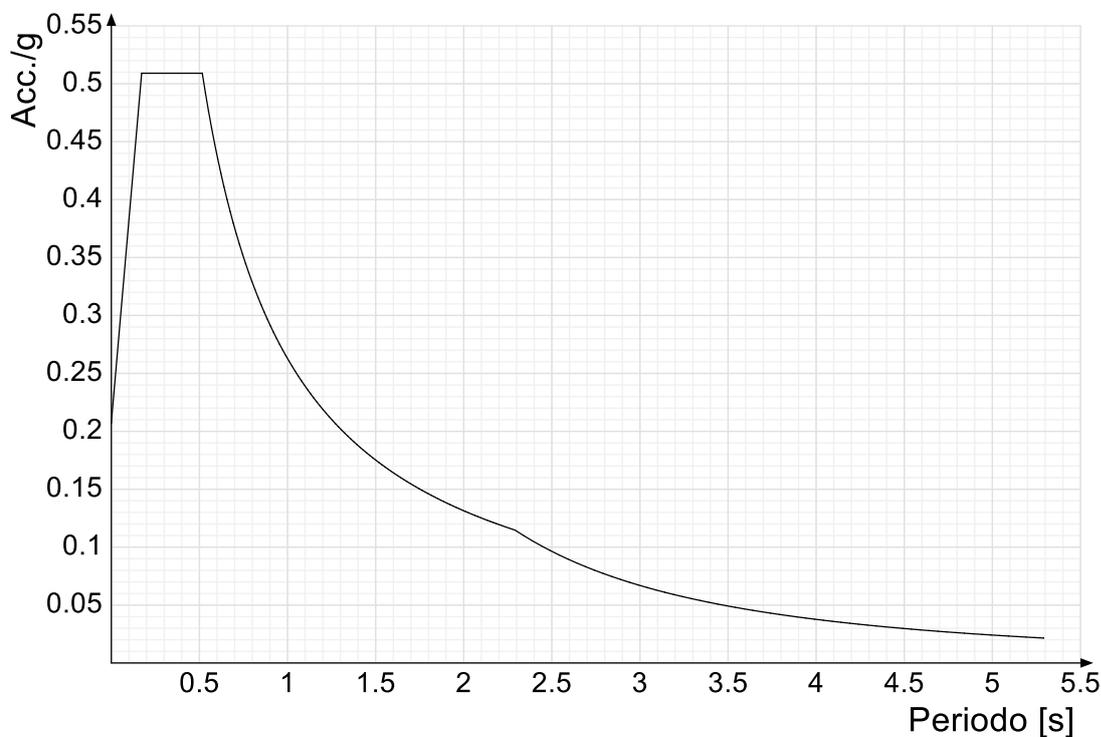
4.1.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD

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 SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



4.1.3 Parametri di analisi

Si è condotta una analisi di tipo Lineare statica su una costruzione di acciaio regolare in altezza.

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

Fattore di comportamento per sisma SLD X	1.5
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1.5
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1.5
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1.5

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	[m]

Nell'analisi statica ci si è riferiti ad una altezza della costruzione di 210, valutando un periodo del modo di vibrare principale della struttura pari a . I parametri adottati per l'analisi statica sono riassunti in questo prospetto:

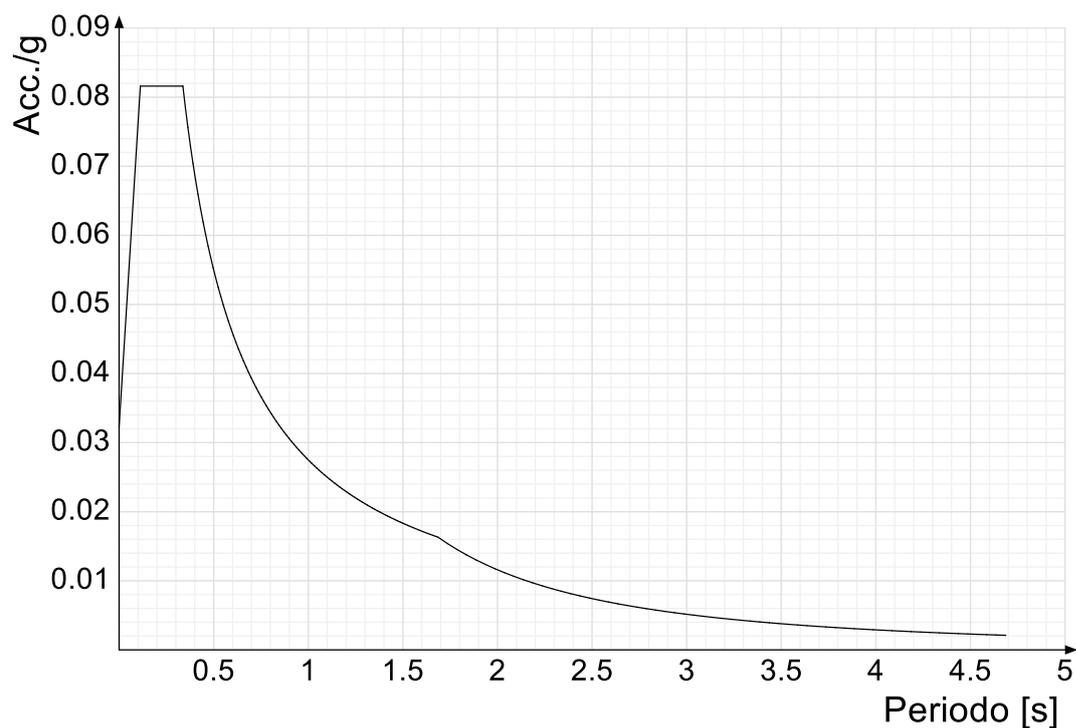
Altezza costruzione	2.1	[m]
C1	0.085	

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.

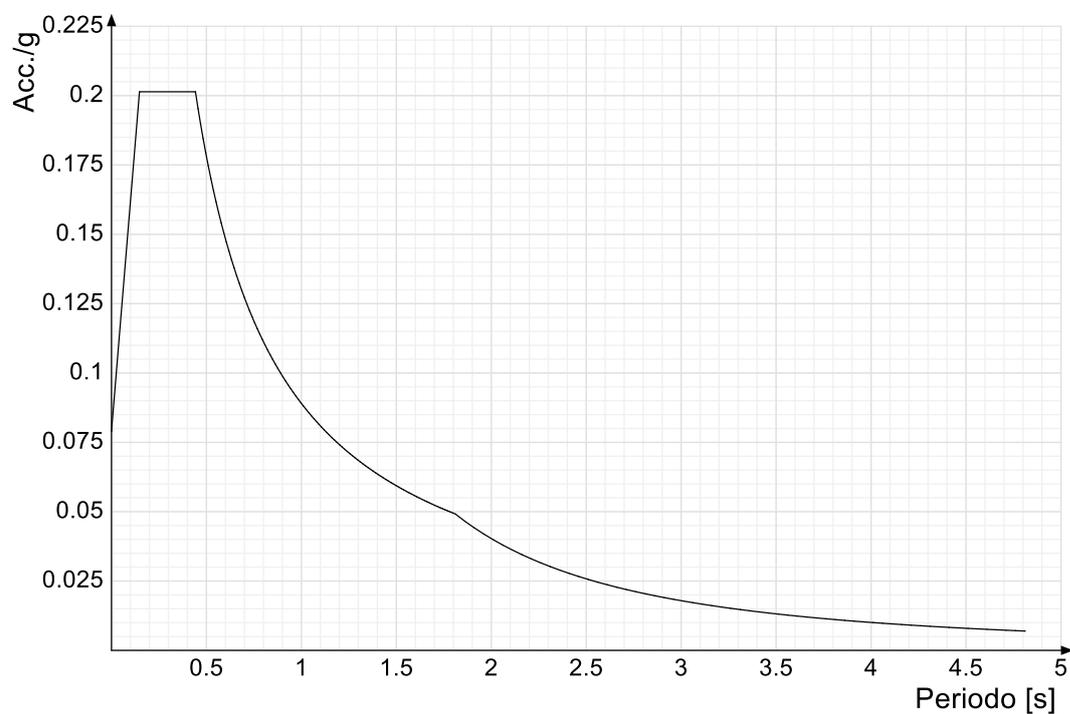
Nella struttura in oggetto si è applicata una eccentricità accidentale secondo il seguente prospetto:

Eccentricità X (per sisma Y) livello "Piano campagna"	0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Piano campagna"	0	[m]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Pannelo Inf 55°"	0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Pannelo Inf 55°"	0	[m]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Attacco_impianto"	0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Attacco_impianto"	0	[m]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Pannelo Sup 55°"	0	[m]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Pannelo Sup 55°"	0	[m]

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".

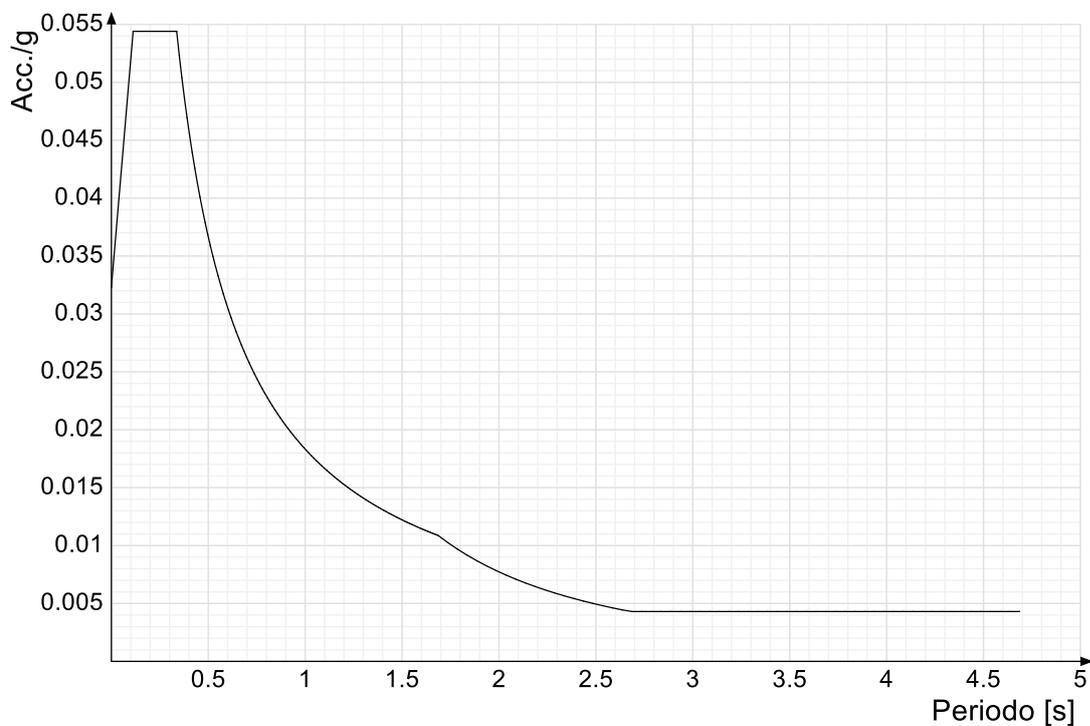


Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".

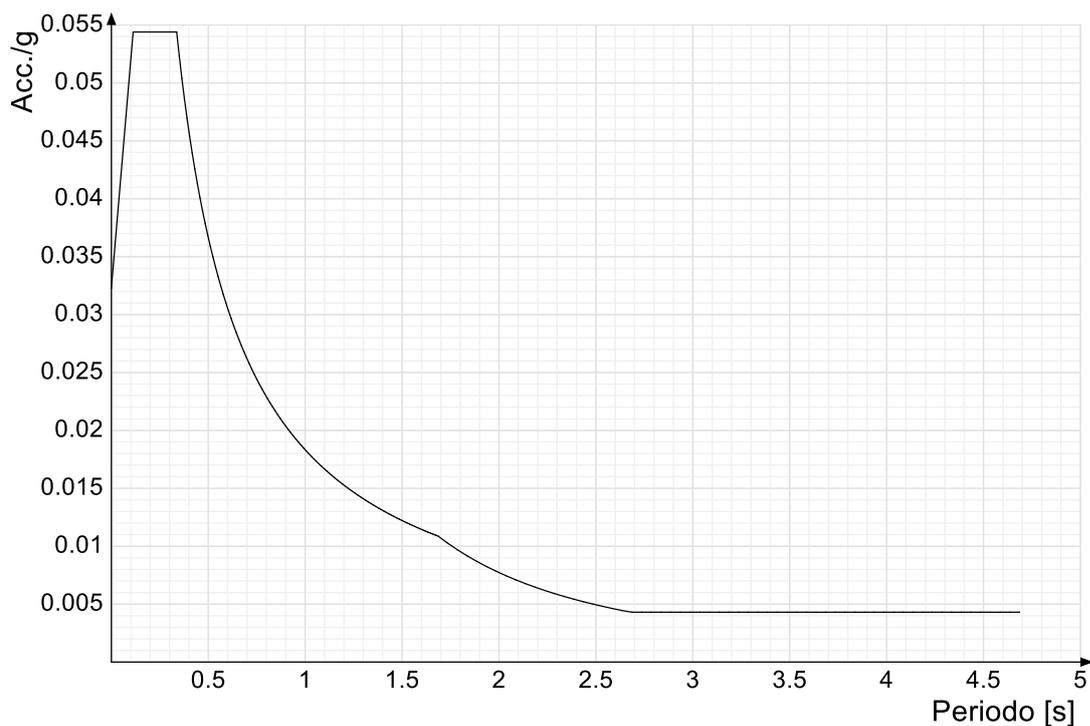


4.1.4 Parametri di analisi

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

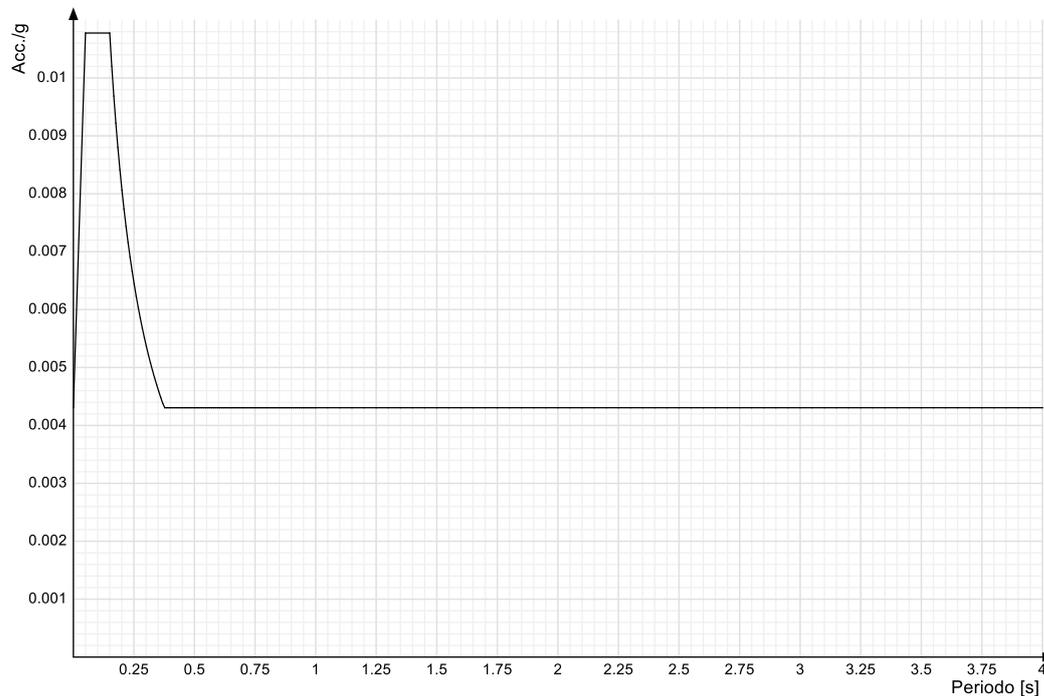


Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5".

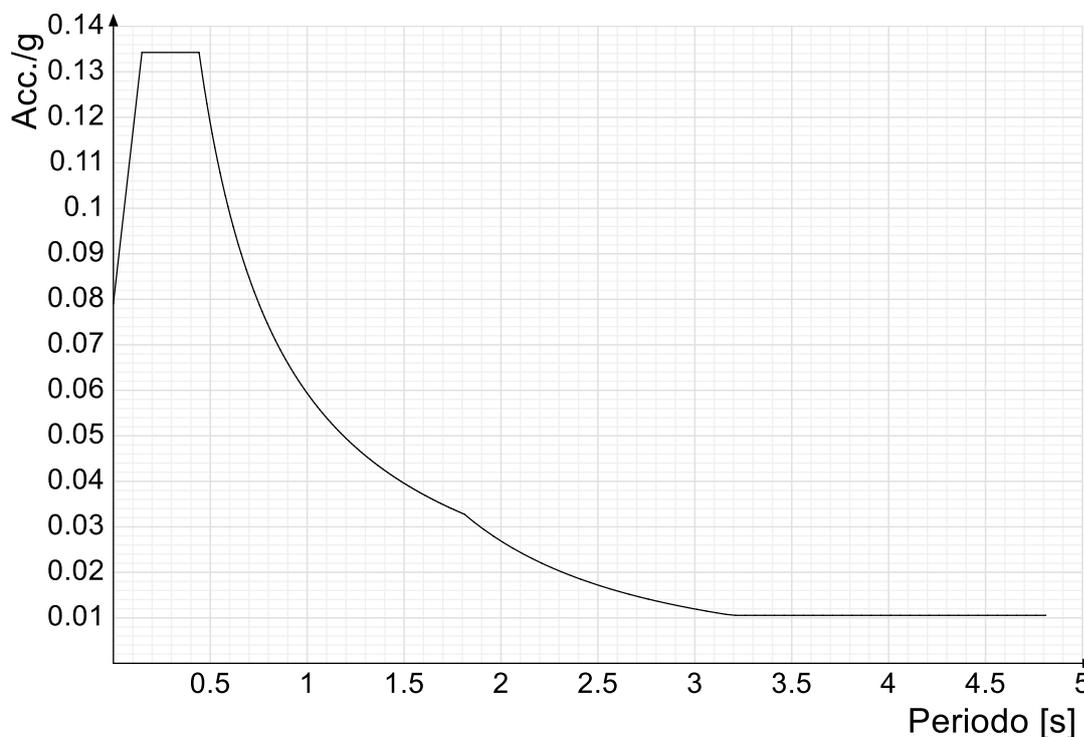


Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD

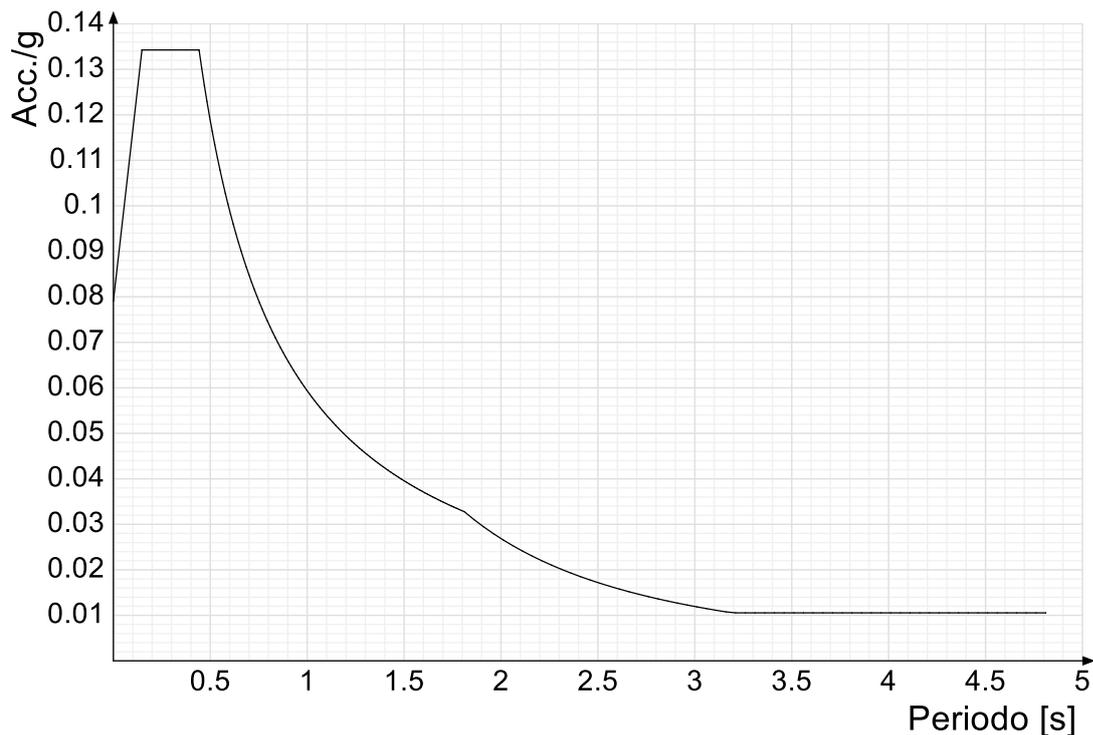
§ 3.2.3.5".



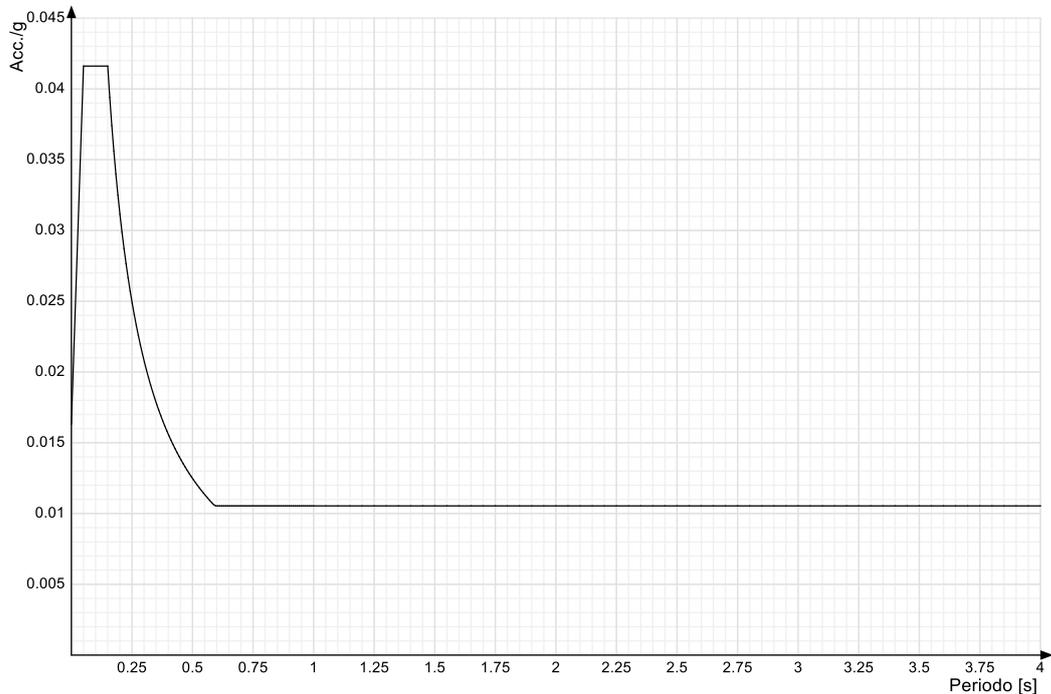
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5".



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:

4.2 parametri geotecnici di verifica

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	1,30

Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate. Distanze oltre i 500 m

Prove DPSH1	1,70
Prove DPSH2	1,70
Prove DPSH3	1,70
Prove DPSH4	1,70

5 PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE

In base ai dati documentali allegati, in particolare dai sondaggi penetrometrici riportati nella relazione geologica, emergono le seguenti considerazioni:

Tipo di Terreno: Si riscontra la presenza di terreni debolmente a moderatamente addensati, e si conferma l'assenza di falda.

Liquefazione: In questi tipi di terreni, non si evidenzia la suscettibilità alla liquefazione degli strati interessati da fondazioni profonde, anche in condizioni di terremoti di elevata intensità (magnitudo 5.5-6) e presenza di acqua, infatti:

Nappe Idriche: Non sono disponibili dati sulla presenza stagionale di "nappe idriche".

Normative: Dal punto di vista normativo, si ritiene escluso o trascurabile e/o non obbligatorio condurre verifiche alla liquefazione in tutti quei siti che hanno generalmente bassa sismicità o che rispettino le seguenti caratteristiche, qui di seguito riportate:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g:

$$a_{max} < 0,1g$$

2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali:

$$-25 \text{ m dal p.c.}$$

3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata* (N1)60 > 30 oppure qc1N > 180 dove (N1)60 è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 1 kg/cm² e qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 1 kg/cm²:

[non applicabile, non sono sabbie pulite]

Si osserva quindi, che sulla base di quanto analizzato, il “metodo geologico” esclude la suscettibilità alla liquefazione nei terreni soggetti all'intervento proposto, come anche sottolineato dalla norma NTC2018 che esclude lo studio della liquefacibilità nei casi indicati al punto 1 e 2.

5.1 Tipologia di fondazione

Nella modellazione si è considerata la presenza di fondazioni profonde, schematizzando il suolo con un letto di molle elastiche di assegnata rigidità. In direzione orizzontale si è considerata una rigidità pari a 0,5 volte quella verticale, includendo nella determinazione delle azioni anche il peso sismico delle fondazioni,

Nella trattazione si sono considerate formule statiche e correlazioni con i risultati di prove in sito ovvero prove penetrometriche dinamiche,

I valori di default dei parametri di modellazione del suolo, cioè quelli adottati dove non diversamente specificato, sono i seguenti: includendo nella determinazione delle azioni anche il peso sismico delle fondazioni,

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

EC7

Metodo di calcolo della pressione limite punta palo

Vesic

Calcolo carico limite orizzontale per un palo di fondazione infisso

Broms

Calcolo carico limite laterale per un palo di fondazione infisso

Berenzantzev

Per il calcolo del carico limite laterale e orizzontale si sono condotti altre valutazioni di calcolo per confronto, 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 dai parametri come riportati al paragrafo 3.2:

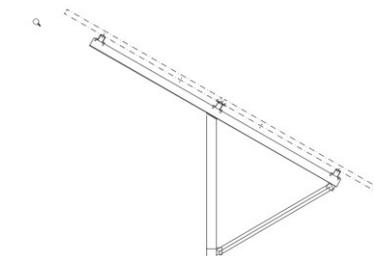


Figura 5 - Strutture leggere monopalo modulari

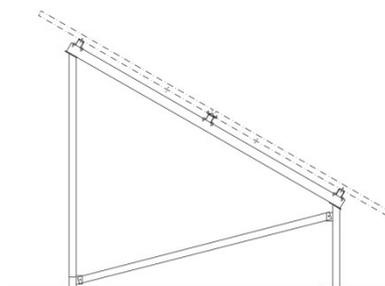
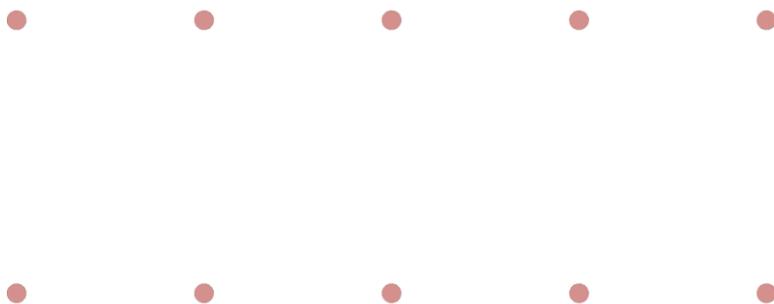


Figura 6 - Strutture leggere a cavaletto modulari

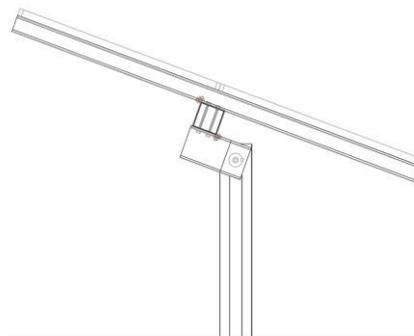


Figura 7 - Strutture pesanti per Traker modulari

5.2 Tipologia palo infisso impianti fotovoltaici

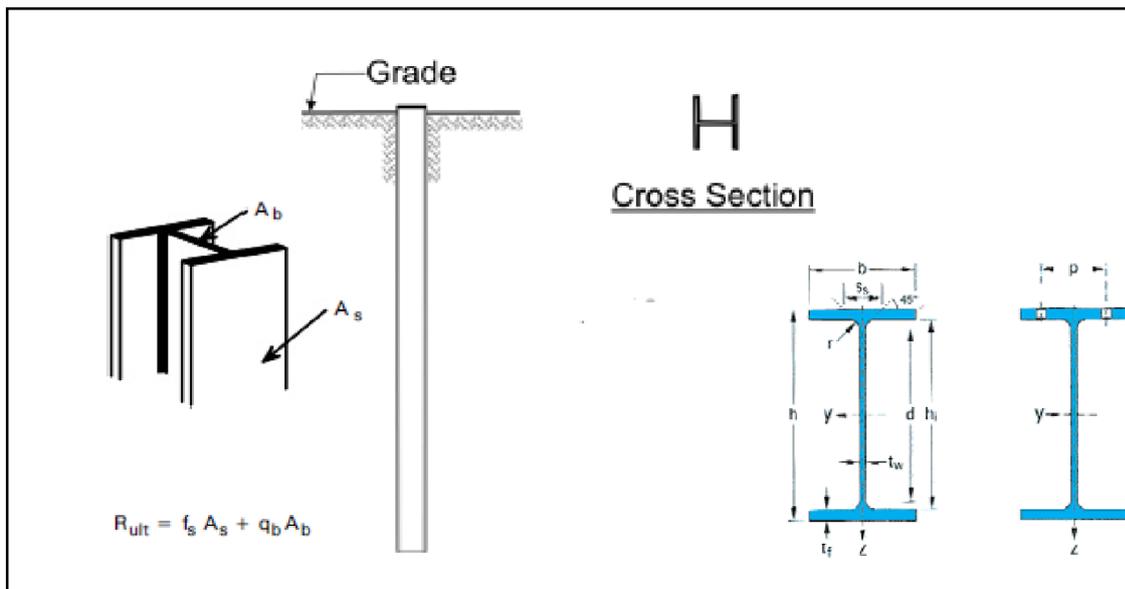


Figura 8 - Tipica forma profilato aperto IPE 160

Tabella 1 - Tabella dati caratteristici profilati metallici aperti adottabili

Designazione nominale	Massa G kg/m	Dimensioni					Area A cm ²	Dimensioni di costruzione					Superficie da verniciare	
		h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h _i mm	d mm	Ø	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE A 80	5,00	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80	6,00	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE A 100	6,89	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100	8,10	100	55	4,1	5,7	7	10,32	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE A 120	8,66	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,21	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE A 140	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,43	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE A 160	12,7	157	82	4,0	5,9	9	16,18	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70

5.2.1 Sezioni in acciaio

HEA - HEM - HEB - IPE



Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Fonte: origine dei dati dell'elemento.

Area Tx FEM: area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [mm²]

Area Ty FEM: area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [mm²]

Jx FEM: momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [mm⁴]

Jy FEM: momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [mm⁴]

JtFEM: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [mm⁴]

b: larghezza dell'ala. [mm]

h: altezza del profilo. [mm]

s: spessore dell'anima. [mm]

t: spessore delle ali. [mm]

r: raggio del raccordo ala-anima. [mm]

f: truschino. [mm]

Sup.: superficie bagnata per unità di lunghezza. [mm]

Descrizione	Fonte	Area Tx FEM	Area Ty FEM	JxFEM	JyFEM	JtFEM	b	h	s	t	r	f	Sup.
IPE160		1011	763	8700783	683212	28202	82	160	5	7.4	9	42	622.5

Si considera una efficienza di infissione del 77% : Sup 484 mm

5.2.2 Valore di progetto di palo:

$M_{Rd,Cd} = 27,73 \text{ kNm};$

$V_{pl,Rd} = 124,8 \text{ kN};$

Lunghezza palo di design : 4,0 m

6 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE PER LA FAMIGLIA SLU

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si adottano i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Tale metodo, definito di primo livello, è applicabile per opere di ordinaria importanza. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

avendo indicato con R_d la generica resistenza di progetto valutata sulle resistenze di progetto dei materiali e con E_d la generica sollecitazione di progetto ottenuta dalle combinazioni secondo la normativa.

6.1.1 3.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. In accordo alla tabella 2.4.1 si assume una vita nominale maggiore uguale a 50 anni.

6.1.2 3.2 Classe d'uso

La classe d'uso è definita con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nel caso in esame la classe d'uso è Classe I.

6.1.3 3.3 Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per edifici di Classe II il coefficiente d'uso si assume pari a 0,7 e pertanto risulterà:

$$V_R = 50 \cdot 0,7 = 35 \text{ anni}$$

Carichi di progetto tipici:¹

Forze orizzontali al piede teoriche;

Orizzontale

$$H = E_d(T) = 3,78 \text{ kN} \rightarrow 0,385 \text{ t}$$

Verticale

$$P = E_d(V) = 7,67 \text{ kN} \rightarrow 0,767 \text{ t}$$

$$E_d \leq R_d$$

¹ I valori dipendono dal modello di fondazione scelta e dal numero di appoggi della stessa.

7 PROGRAMMA DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE

Il seguente paragrafo contiene il programma delle indagini e delle prove geotecniche, eseguite atte ad dare una prima caratterizzazione geotecnica del volume significativo di terreno, che è la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa, La posizione dei punti di indagine e la loro quota assoluta sono riportate in planimetria, I risultati delle indagini e prove geotecniche sono qui riportate sinteticamente,

Come indicato in relazione geologica, si sono state eseguite n, 4 prove penetrometriche dinamiche DPSH per uno sviluppo lineare complessivo di interesse, pari a metri lineari 24,00:



Figura 9 – Documentazione fotografica prove penetrometriche – DPSH1.



Figura 10 - Documentazione fotografica prove penetrometriche – DPSH2.



Figura 11 - Documentazione fotografica prove penetrometriche – DPSH3.



Figura 12 - Documentazione fotografica prove penetrometriche – DPSH4.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Località: Dorno/Scaldasole	
----------------------------	--

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.504
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

Figura 13 - Dati prova DPSH



Figura 14 -- Corografia dei punti

Le prove sono state eseguite e curate da Servizi Geologici Snc Di Perotti R. E C. Via fratelli Cairoli 52, 27027, Gropello Cairoli, Pavia.

7.1.1 Osservazione sulle indagini geotecniche

Le indagini geotecniche rivestono un ruolo cruciale nella fase preliminare di progettazione di impianti fotovoltaici. Queste analisi consentono di comprendere le caratteristiche del terreno e di valutare la sua idoneità di larga massima, secondo tre grandi gruppi di caratterizzazione,

- STRATIGRAFIA;
- IDENTIFICAZIONE DEI PRINCIPALI TERRENI;
- PERICOLOSITA' SISMICA;
- POSIZIONE FALDE IDRICHE;

Per la fase di progetto si rammenta a priori le principali grandezza da rispettare , volume di sottosuoli da indagare, e numero di indagini, come riportato SINTETICAMENTE di seguito

Tipo di opera	Distanza fra i sondaggi (m)			Numero minimo di sondaggi
	Stratificazione			
	uniforme	media	caotica	
Edificio a 1-2 piani	50	30	15	3
Edificio a molti piani	45	30	15	4
Pile e spalle di ponti; torri; ciminiere				1-2 per ciascuna fondazione
Strade	300	150	30	
Gallerie				
progetto di massima	500			
progetto esecutivo	100	50		

Tab. 3.1. Frequenza usuale delle indagini

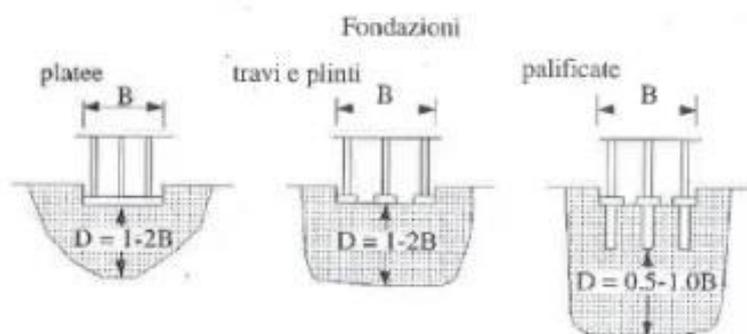


Figura 15 - Volume di terreno da indagare.²

Nel successivo paragrafo saranno elencati, in modo grafico e tabellare, tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera rilevate.

² In relazione alle opere da realizzare.

7.2 DPSH1 SCALDASOLE

Nome attribuito al sondaggio: SCALDASOLE_DPSH1

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 45.136787° N 8.921787°E

WGS84'

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

I valori sono espressi in cm

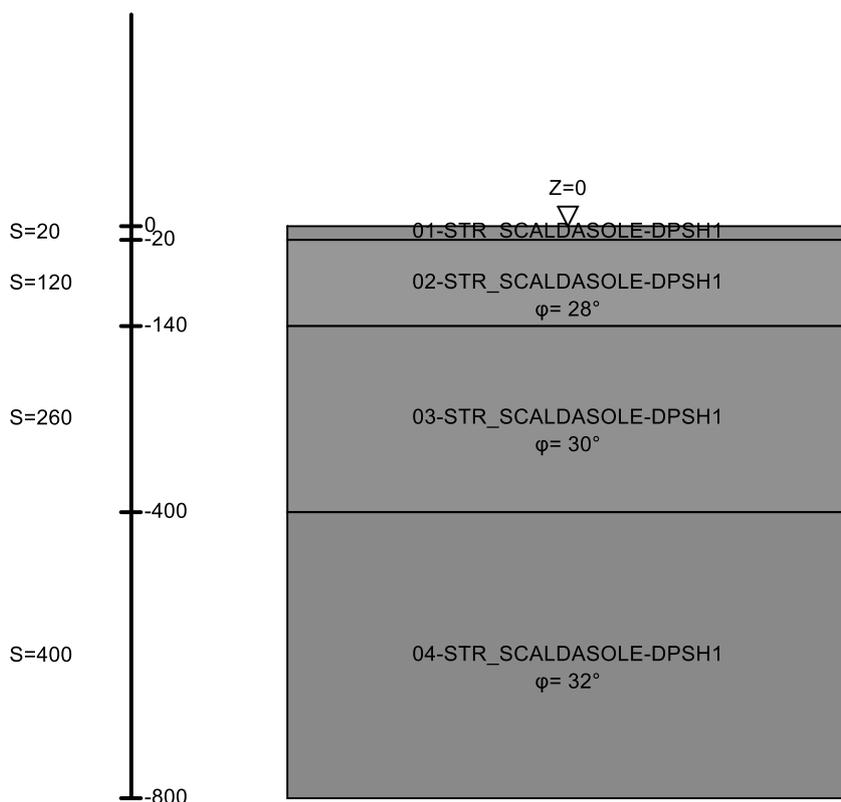
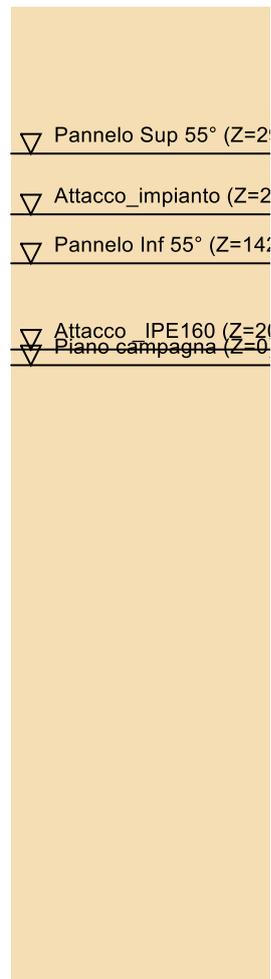


Immagine: SCALDASOLE_DPSH1



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
01-STR_SCALDASOLE-DPSH1	20	Da verifica	1.5	1	1.5	1	94	94	51	51	0	0	0	0	0	0	1	1
02-STR_SCALDASOLE-DPSH1	120	No	1.5	1	1.5	1	35	35	36	36	0	0	0	0	0	0	1	1
03-STR_SCALDASOLE-DPSH1	260	No	1	1	1	1	83	83	48	48	0	0	0	0	0	0	1	1
04-STR_SCALDASOLE-DPSH1	400	No	1	1	1	1	137	137	62	62	0	0	0	0	0	0	1	1

Servizi Geologici snr
Via Cairoli 52
Gropello Cairoli

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH.1
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente:
Descrizione:
Località: Dorno/Scaldasole

Scala 1:50

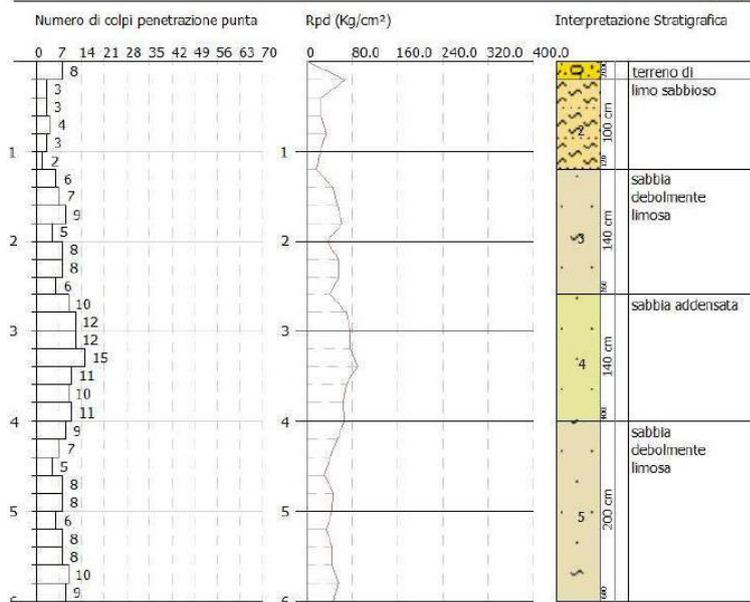


Figura 16 - Stratigrafia DPSH1

7.3 DPSH2 DORNO

Nome attribuito al sondaggio: DORNO_DPSH2

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 45.133760° N, 8.934717° E

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

I valori sono espressi in cm

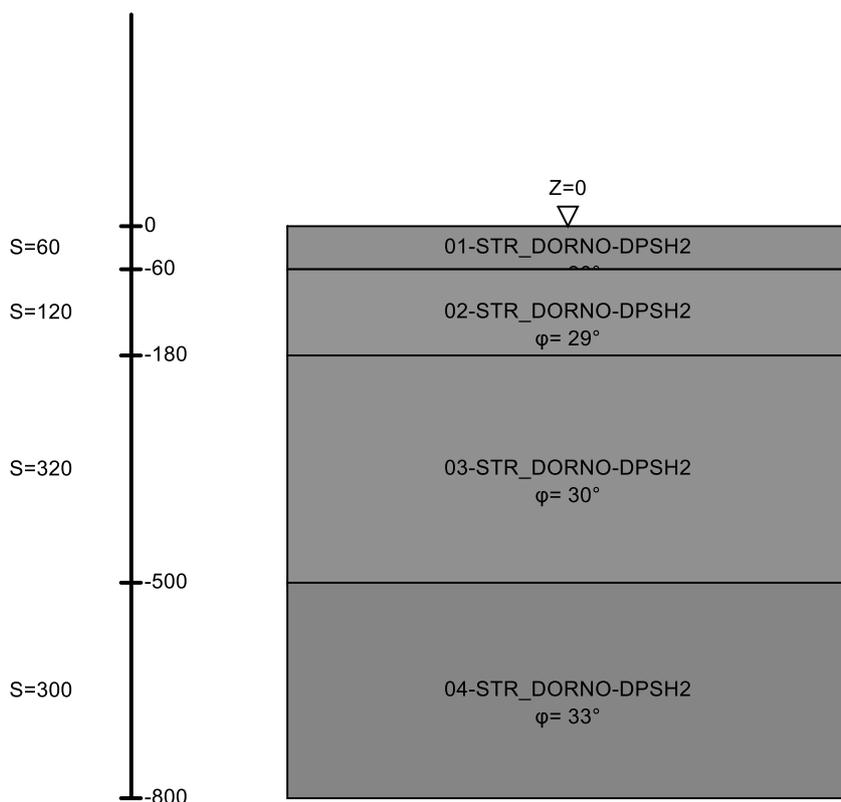
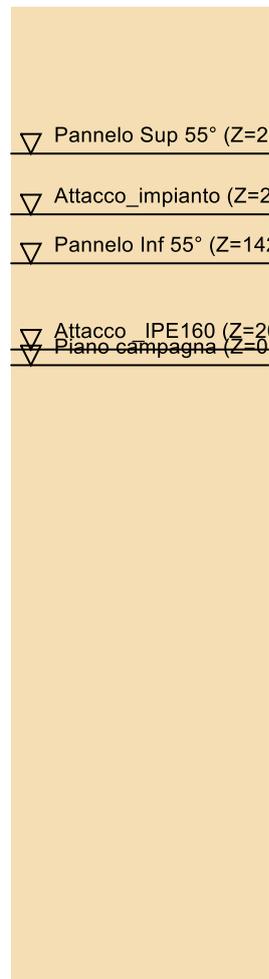


Immagine: DORNO_DPSH2



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
01-STR_DORNO-DPSH2	60	No	1.5	1	1.5	1	94	94	51	51	0	0	0	0	0	0	1	1
02-STR_DORNO-DPSH2	120	No	1.5	1	1.5	1	63	63	43	43	0	0	0	0	0	0	1	1
03-STR_DORNO-DPSH2	320	No	1	1	1	1	85	85	49	49	0	0	0	0	0	0	1	1
04-STR_DORNO-DPSH2	300	No	1	1	1	1	153	153	66	66	0	0	0	0	0	0	1	1

Servizi Geologici snc
Via Cairoli 52
Gropello Cairoli

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH.2
Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente:
Descrizione:
Località: Dorno/Scaldasole

Scala 1:50

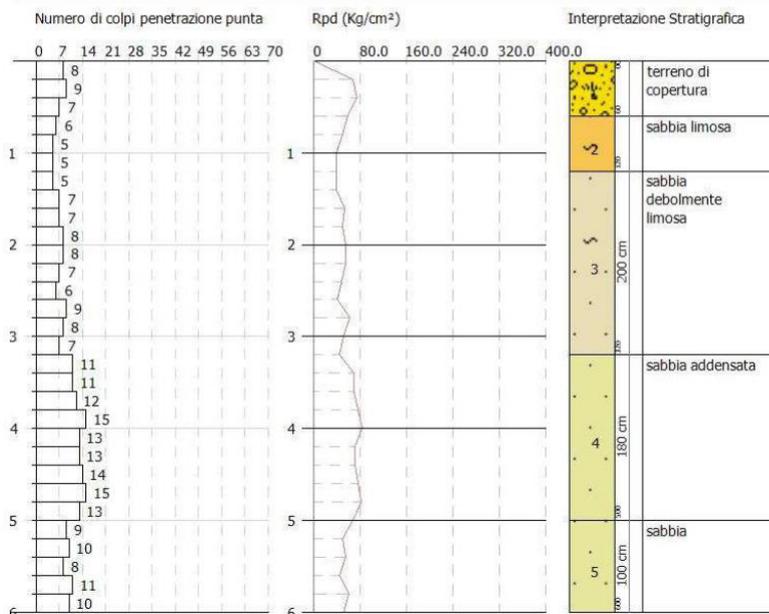


Figura 17 -. Stratigrafia DPSH2

7.4 DPSH3 DORNO

Nome attribuito al sondaggio: DORNO_DPSH3

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 45.128571° N, 8.935620°E

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

I valori sono espressi in cm

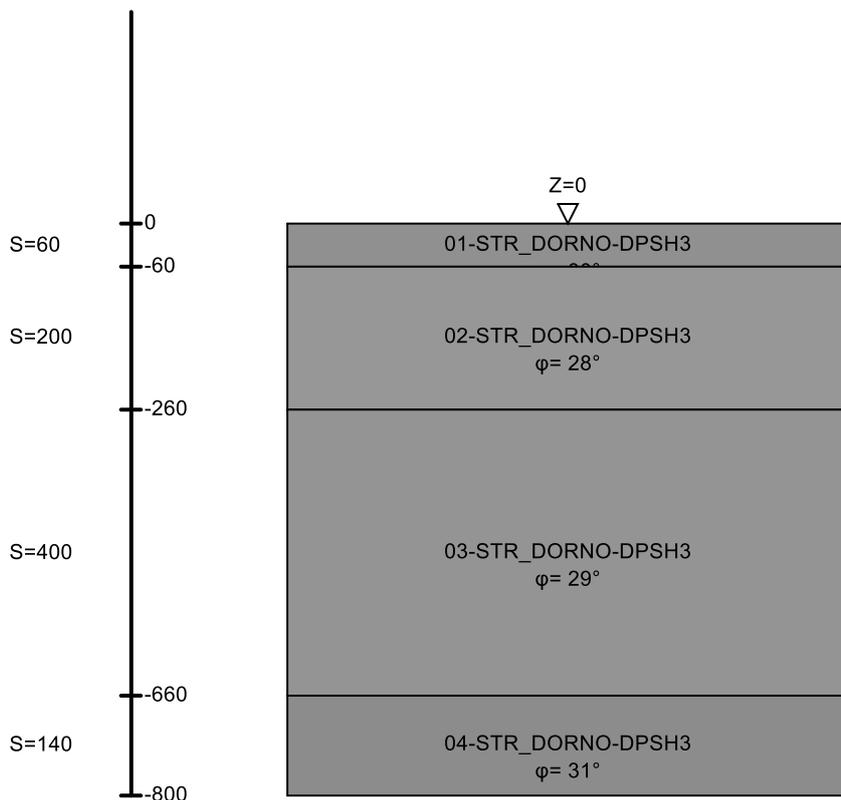


Immagine: DORNO_DPSH3

▽ Pannello Sup 55° (Z=2)
▽ Attacco_impianto (Z=2)
▽ Pannello Inf 55° (Z=14)
▽ Attacco_IPE160 (Z=2)
▽ Piano campagna (Z=0)

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
01-STR_DORNO-DPSH3	60	No	1.5	1	1.5	1	86	86	49	49	0	0	0	0	0	0	1	1
02-STR_DORNO-DPSH3	200	No	1.5	1	1.5	1	27	27	34	34	0	0	0	0	0	0	1	1
03-STR_DORNO-DPSH3	400	No	1	1	1	1	65	65	43	43	0	0	0	0	0	0	1	1
04-STR_DORNO-DPSH3	140	No	1	1	1	1	118	118	57	57	0	0	0	0	0	0	1	1

Servizi Geologici snc
via Cairoli 52
Gropello Cairoli

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH3
Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente:
Descrizione:
Località: Dorno/Scaldasole

Scala 1:50

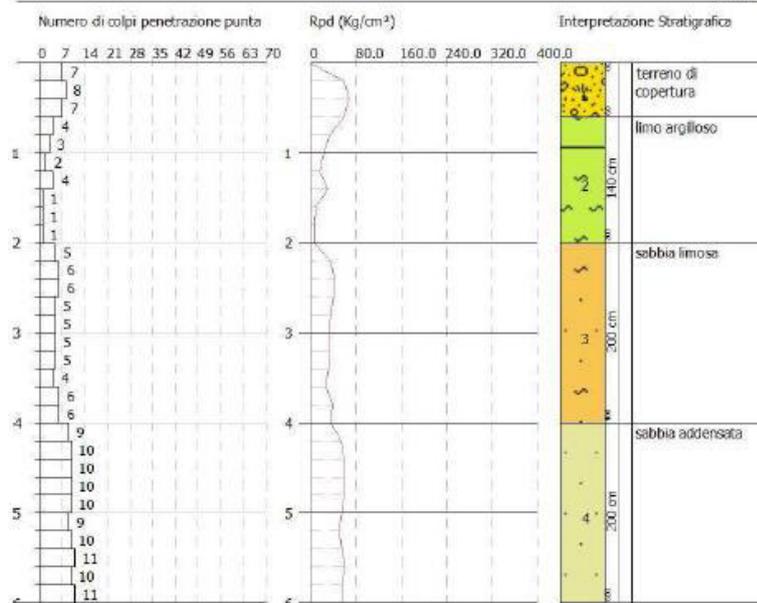


Figura 18 - Stratigrafia DPSH3

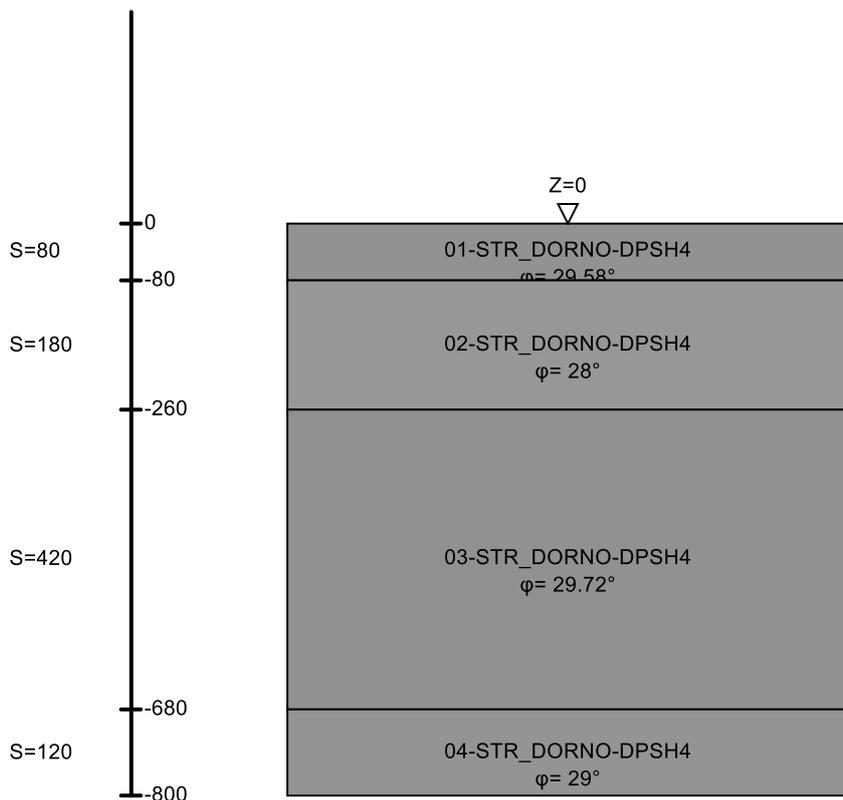
7.5 DPSH4 DORNO

Nome attribuito al sondaggio: DORNO_DPSH4

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto 45.121926°N, 8.928749E

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

I valori sono espressi in cm



▽ Pannello Sup 55° (Z=2)

▽ Attacco_impianto (Z=2)

▽ Pannello Inf 55° (Z=14)

▽ Attacco_IPE160 (Z=2)

▽ Piano campagna (Z=0)

Immagine: DORNO_DPSH4

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
01-STR_DORNO-DPSH4	80	No	1	1	1	1.2	71	71	45	45	0	0	0	0	0	0	1	1
02-STR_DORNO-DPSH4	180	No	1.5	1	1.5	1.5	19	19	32	32	0	0	0	0	0	0	1	1
03-STR_DORNO-DPSH4	420	No	1.5	1	1.5	1	75	75	46	46	0	0	0	0	0	0	1	1
04-STR_DORNO-DPSH4	120	No	1	1	1	1	67	67	44	44	0	0	0	0	0	0	1	1

Servizi Geologici snrc
Via Cairoli 52
Gropello Cairoli

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH.4
Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente:
Descrizione:
Località: Dorno/Scaldasole

Scala 1:50

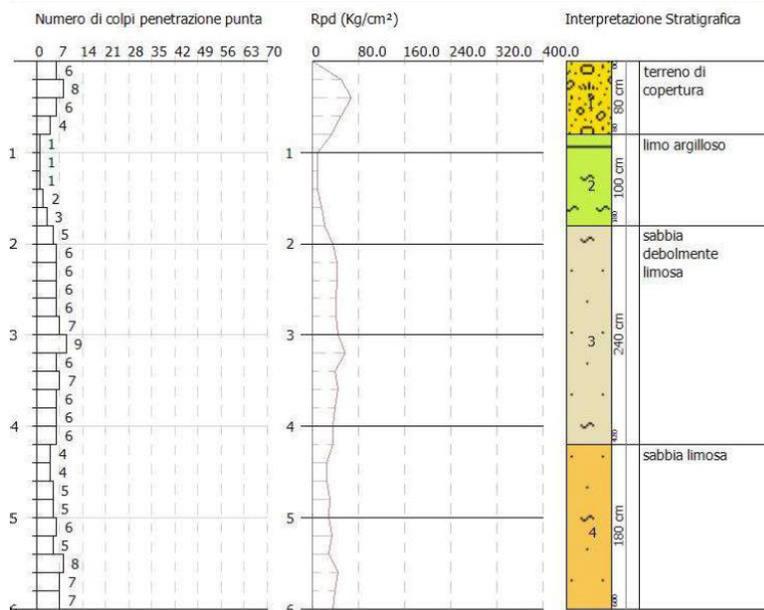


Figura 19 - - Stratigrafia DPSH4

7.6 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/m²]

Coesione non drenata (Cu): coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [daN/m²]

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-cls. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, 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/m³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/m³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/m²]

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)
03-STR_DORNO-DPSH2	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	18	0.45	0.5	0.00173	0.00188	85	0.34	0
04-STR_DORNO-DPSH2	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	33	21	0.45	0.46	0.00191	0.00194	153	0.32	0
01-STR_DORNO-DPSH3	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	20	0.45	0.5	0.00173	0.00188	86	0.33	0
02-STR_DORNO-DPSH3	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	28	19	0.45	0.53	0.00164	0.00184	27	0.34	0
03-STR_DORNO-DPSH3	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	29	19	0.45	0.52	0.00173	0.00187	65	0.35	0
04-STR_DORNO-DPSH3	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	31	20	0.45	0.48	0.00184	0.00191	118	0.32	0
01-STR_DORNO-DPSH4	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	20	0.45	0.5	0.00168	0.00187	71	0.34	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 K0	γ naturale	γ saturo	E	ν	Qualità roccia RQD (0;1)
02-STR_DORNO-DPSH4	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	28	19	0.45	0.53	0.00158	0.00183	19	0.35	0
03-STR_DORNO-DPSH4	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	19	0.45	0.5	0.00167	0.00187	75	0.34	0
04-STR_DORNO-DPSH4	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	29	20	0.45	0.52	0.00165	0.00187	67	0.34	0
01-STR_SCALDASOLE-DPSH1	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	20	0.45	0.5	0.00176	0.00189	94	0.33	0
02-STR_SCALDASOLE-DPSH1	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	28	19	0.45	0.53	0.00168	0.00184	35	0.34	0
04-STR_SCALDASOLE-DPSH1	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	32	21	0.45	0.47	0.0019	0.00192	137	0.32	0
02-STR_DORNO-DPSH2	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	29	18	0.45	0.52	0.00162	0.00189	63	0.34	0
03-STR_SCALDASOLE-DPSH1	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	20	0.45	0.5	0.00172	0.00188	83	0.33	0

7.7 Nota:

I valori di coesione e angolo di attrito, sono stati calcolati come media dei valori indicati dai vari autori, escludendo dal calcolo il valore più basso e il valore più alto.

7.8 Considerazione sui valori di progetto assunti:

In base alle verticali indagate si assumeranno valori correttivi da applicare alle resistenze di progetto, come di seguito riportate;

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

8 MODELLAZIONE DEL SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

8.1 Generalità

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,

8.1.1 Modello di fondazione

Il palo di fondazione è stato modellato tramite il frazionamento in più aste verticali, Nei nodi di suddivisione vengono posizionate molle assial-simmetriche elastiche denominate FLAT, che riproducono l'interazione con il terreno lungo la superficie laterale del palo, L'elemento finito denominato FLAT possiede 3 gradi di libertà, ovvero spostamento lungo l'asse del palo (verticale), spostamento planare (orizzontale), rotazione attorno all'asse (torcente), Il comportamento elastico degli elementi FLAT è dato dalle costanti elastiche orizzontali, verticali e rotazionali, Esse sono calcolate a partire dalle costanti elastiche orizzontali e verticali caratteristiche di ogni strato di terreno che compone la stratigrafia nella quale il palo è immerso, In punta al palo, in aggiunta all'elemento FLAT, viene inserita una molla elastica verticale le cui caratteristiche sono ricavate dai dati di input del palo o dalla stratigrafia,

8.1.2 Verifica di scorrimento

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

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

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

presente, la spinta passiva laterale,

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

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

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

dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

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;

alpha = fattore di riduzione della spinta passiva;

S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

gamma rs = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento FS=Rd/Ed sia non minore di un prefissato limite,

8.1.3 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 (Rd) con la sollecitazione di progetto (Ed); 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 (Rd) ed il carico agente (Ed), 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 EC7, che viene descritto nei paragrafi successivi,

8.1.4 Berenzantzev

La formulazione di Terzaghi è stata pensata per fondazioni nastriformi di lunghezza indefinita con le fondazioni su pali il carico è trasmesso al terreno per attrito e/o adesione laterale lungo il fusto ed in parte per pressione al di sotto della punta, La scelta di optare per la fondazione su pali è dovuta principalmente alla tipologia strutturale per la realizzazione di impianti a fonte rinnovabile fotovoltaica più che alla presenza di terreni a scarse caratteristiche geotecniche (in relazione alla capacità portante ed alla deformabilità) e al carattere di reversibilità dell'opera e smaltimento in fase di fine vita dell'impianto.

Si è definito il tipo di palo da usare in conformità a:

- a) natura e caratteristiche meccaniche dei terreni;
- b) modifiche provocate nel terreno dalla costruzione del palo;
- c) attrezzature disponibili;
- d) effetti prodotti dal metodo di costruzione del palo su manufatti adiacenti;
- e) caratteristiche di resistenza e durevolezza del materiale impiegato,
- f) La stima della capacità portante per carico verticale con formule statiche è ottenuta valutando i valori massimi della resistenza laterale e quella alla punta, Si formulano le seguenti ipotesi:
- g) il carico limite del sistema palo-terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- h) Contributo resistenza in punta trascurata;
- i) il palo è un corpo non cilindrico rigido;
- j) i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale e di capacità portante di punta non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente,

8.1.5 Verifica di capacità portante orizzontale – Broms

Broms assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento, e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso, Broms caratterizza anche il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinge il valore di plasticizzazione, A questo punto si forma nella sezione una cerniera plastica, Ai fini dell'analisi Broms adotta un diagramma semplificato con reazione nulla fino profondità $1,5d$ e reazione costante con la profondità, mentre per un terreno incoerente la reazione del terreno varia linearmente con la profondità,

NOTA: Tipologia di meccanismo:

PALO LIBERO DI RUOTARE IN TESTA

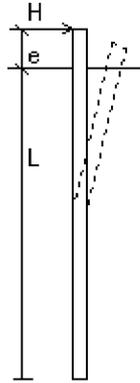


Figura 20 - Schema Palo libero di ruotare

8.1.6 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:

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

Alla 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 secondo i 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,

8.1.7 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**:

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

8.1.8 Verifica di capacità portante pali

La verifica di capacità portante del palo viene eseguita raffrontando la portanza di progetto (Rd) con la sollecitazione di progetto (Ed), valutata come sforzo normale agente alla sommità del palo, compreso il peso proprio del palo, La portanza di progetto (Rd) è pari alla portanza verticale calcolata, mediante una formulazione analitica, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali,

La portanza verticale complessiva calcolata è data dalla somma del contributo laterale+punta, o del solo contributo laterale nel caso di palo in trazione,

8.1.8.1 EC7

La **capacità portante laterale** viene calcolata con una formulazione statica, in funzione della coesione e dell'attrito laterale dei terreni incontrati lungo il fusto del palo, valutata nel punto medio di ciascuno strato omogeneo presente, Il valore complessivo laterale è data dalla sommatoria:

$$P_V = \sum_i (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan \varphi) \cdot S_i$$

dove si sono indicati con:

k_0 il coefficiente di spinta a riposo dell'i-esimo terreno della stratigrafia

$p_v = \sum \gamma_i \cdot h_i$, la pressione litostatica verticale efficace nel punto di calcolo

$p_o = k_0 \cdot p_v$, la pressione litostatica orizzontale efficace nel punto di calcolo

c , ϕ la coesione e l'angolo di attrito interno dell' i -esimo terreno

α il coefficiente di adesione della coesione all'interfaccia terreno-pali (usualmente tra 0,5÷0,8)

D il diametro di perforazione del palo

S_i la superficie laterale dell' i -esimo tratto di calcolo ($P_i \cdot D \cdot h_i$)

8.1.8.2 Formula statiche Berezantzev

8.1.8.3 CND - capacità portante laterale per pali battuti

in condizioni non drenate si assume che l'adesione sia pari ad un aliquota α della coesione non drenata e che μ si nullo

$$s = \alpha + \delta h \mu$$

Che con il valore di $\mu = 0$ diviene

$$s = \alpha c_u$$

Dove il valore di α è determinato empiricamente come una relazione polinomiale in funzione del valore di c_u e del tipo di realizzazione del palo. Poiché il terreno è di carattere INCOERENTE, si trascura questo caso ai fini dei calcoli, rimandando il lettore alla letteratura esistente a riguardo.

Tipo di palo	Valori di c_u (kPa)	Valori di α
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0,011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	$0,7 - 0,008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,35

Figura 21 - Valori di alfa

8.1.8.4 CD - capacità portante laterale per pali battuti

Definita δh la tensione normale orizzontale agente alla generica profondità z si pone

$$s = \alpha + \delta h \mu$$

In condizione drenate $\alpha = 0$ e $\delta h = k \delta h \mu$.

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\text{tg}20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	$\text{tg}(3\varphi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	
Trivellato	0,5	0,4	$\text{tg}\varphi$
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	$\text{tg}\varphi$

Tab. 13. 2. Valori di k e μ (eq. 13.8)

8.1.8.5 Correlazioni con i risultati di prove in sito

Correlazioni con i risultati di prove in sito

Per le prove SPT si pone in genere:

$$s = \alpha + \beta N \text{ (kPa)}$$

$$p = K N \text{ (kPa)}$$

Palo	Terreno	α	β	Note	Fonte
Battuto prefabbricato	Incoerente	0	2		Meyerhof, 1956 Shioi, Fukui, 1982
	Qualsiasi	10	3,3	$3 \leq N \leq 50$ $s \leq 170 \text{ kPa}$	Decourt, 1982
	Coesivo	0	10		Shioi, Fukui, 1982
Battuto gettato in opera	Incoerente	30	2	$s \leq 200 \text{ kPa}$	Yamashita, 1987 Shioi, Fukui, 1982
		0	5		
	Coesivo	0	5	$s \leq 150 \text{ kPa}$	Yamashita, 1987 Shioi, Fukui, 1982
0	10				
Trivellato	Incoerente	0	1	Per pali in fango $3 \leq N \leq 50$ $s \leq 170 \text{ kPa}$	Findlay, 1984 Shioi, Fukui, 1982 Wright, Reese, 1979 Shioi, Fukui, 1982
		0	3,3		
	Coesivo	0	5		
		10	3,3		

Tab. 13.4. Correlazioni fra la resistenza laterale s (kPa) di un palo ed i valori di N dello SPT (eq. 13.10)

Palo	Terreno	K	Fonte
	Sabbia	0,45	Martin <i>et al.</i> , 1987
	Sabbia	0,40	Decourt, 1982
Battuto prefabbricato	Limo, limo sabbioso	0,35	Martin <i>et al.</i> , 1987
	Limo glaciale	0,25	Thorburn, MacVicar, 1971
	Limo sabbioso residuale	0,25	Decourt, 1982
	Limo argilloso residuale	0,20	Decourt, 1982
	Argilla	0,20	Martin <i>et al.</i> , 1987
	Argilla	0,12	Decourt, 1982
	Qualsiasi	0,30	Shioi, Fukui, 1982
Battuto gettato in opera	Incoerente	0,15	Yamashita, 1987 ($p \leq 7,5$ MPa)
Trivellato	Sabbia	0,10	Shioi, Fukui, 1982
	Argilla	0,15	Shioi, Fukui, 1982

Tab. 13. 5. Correlazioni fra la resistenza alla punta p (MPa) di un palo ed i valori di N dello SPT (eq. 13.11)

La capacità portante di punta del palo :

In questa tipologia di fondazione profonde si ritiene opportuno nullo il contributo alla punta. Vista anche l'esigua area di contatto diversamente per la stratigrafia registrata in DPH5 dove si registra la presenza di "rocce", dove si predilige lo scarico delle reazioni sullo strato più resistente profondo e facendo lavorare il palo in punta. Palo sezione chiusa in punta.

NOTA:

I metodi tabellari sono basati sull'esperienza empirica e su casi specifici presenti in letteratura, se utilizzati per la stima delle resistenze teoriche, bisognerà tener conto, nella valutazione, che tali valori POTREBBERO sovrastimare le resistenze stesse nell'ordine del 15-30% in più rispetto agli altri metodi di calcolo.

9 RISULTATI STUDIO FONDAZIONI

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite ultimi SLU strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'approccio 2:

9.1 Fondazioni profonde

DA1,2 - Approccio 2:

- Combinazione 1:(A1+M1+R3)
- Le verifiche saranno condotte tenendo conto della presenza di falda;
- Le verifiche strutturali delle fondazioni in combinazioni sismiche sono state condotte in campo sostanzialmente elastico,

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

Quota: quota sezione. [cm]

Filo: numero del filo (se assegnato).

Ind.: indice del palo.

Xp: coordinata x del palo che ha prodotto la verifica peggiore. [cm]

Yp: coordinata y del palo che ha prodotto la verifica peggiore. [cm]
As: area complessiva delle armature verticali. [cm²]
Cop.: distanza baricentrica minima delle barre dal lembo esterno. [cm]
N: sforzo normale. [daN]
|M|: momento agente in valore assoluto. [daN*cm]
Mu: momento ultimo. [daN*cm]
Dom.: tipo di dominio utilizzato in questa sezione (P=plastico; SE=sostanzialmente elastico NTC18 §7.4.1).
SnmFcd: tensione normale media su Fcd (minore di 0.45, NTC18 §7.2.5).
MultM: fattore di sovreresistenza sul momento flettente (NTC18 §7.2.5).
Comb.: combinazione peggiore.
C.S.: coefficiente sicurezza minimo.
Verifica: stato di verifica.
Mx: momento Mx. [daN*cm]
My: momento My. [daN*cm]
Sc,max: tensione massima sul calcestruzzo. [daN/cm²]
Sf,max: tensione massima sull'acciaio. [daN/cm²]
Fess: sezione fessurata.
Wka,mm: apertura delle fessure ammissibile, in [mm].
Wk,mm: apertura delle fessure, in [mm].
Sm,cm: distanza media fra le fessure, in [cm].
Tx: taglio Tx. [daN]
Ty: taglio Ty. [daN]
MultT: fattore di sovreresistenza sul taglio.
Vrd,4.1.23: resistenza calcestruzzo non staffato. [daN]
VRsd,4.1.27: resistenza staffe. [daN]
VRcd,4.1.28: resistenza delle bielle compresse. [daN]
Cotg: cotagente delle bielle.
yR laterale: coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza laterale.
yR punta: coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza alla punta.
Pl,d: portanza laterale di progetto. [daN]
Pp,d: portanza di punta di progetto. [daN]
Def.vol: deformazione volumetrica (usata per formula portanza punta secondo Vesic).
Cnd: resistenza valutata per condizione a breve o lungo termine (BT - LT).
N: sforzo normale in testa. [daN]
Ed: azione totale di progetto. [daN]
Rd: resistenza totale di progetto. [daN]
C.S.: coefficiente di sicurezza.
yR trasversale: coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza trasversale.
LRF: fattore di riduzione per liquefazione.
Cnd: condizione di calcolo: D calcolo condotto per la condizione drenata e terreno incoerente, ND calcolo condotto per la condizione non drenata e terreno eminentemente coesivo.
Rd: resistenza trasversale di progetto. [daN]
Ed (T): azione trasversale di progetto. [daN]
C.S.: coefficiente di sicurezza Rd/Ed.
Tipo: tipologia del palo o micropalo : TL a testa libera, TI testa incastrata.
L.frs.: larghezza del fronte di spinta. [cm]
L.tr.lib.: lunghezza del tratto libero. [cm]
L.tr.inf.: lunghezza del tratto infisso nel terreno. [cm]
Coes.: coesione non drenata di progetto. [daN/cm²]
Fi: angolo di attrito interno di progetto. [deg]
P.spec: peso specifico del terreno di progetto. [daN/cm³]
T max: sforzo trasversale massimo al collasso. [daN]
Mecc.coll.: meccanismo di collasso: PC palo corto (nessuna cerniera), PI palo intermedio (una cerniera), PL_L palo lungo libero (cerniera lungo il fusto), PL_V palo lungo vincolato (doppia cerniera).
M.plast.sup.: momento di plasticizzazione della cerniera plastica superiore o momento massimo lungo il fusto in caso di palo corto. [daN*cm]

Quota sup.: quota cerniera plastica superiore o quota del momento massimo lungo il fusto in caso di palo corto. [cm]

N sup.: sforzo normale di calcolo alla quota superiore. [daN]

M.plast.inf.: momento di plasticizzazione della cerniera plastica inferiore. [daN*cm]

Quota inf.: quota cerniera plastica inferiore. [cm]

N inf.: sforzo normale di calcolo alla quota inferiore. [daN]

Geometria



9.1.1.1 Pali coinvolti

Palo a coordinate x,y: (-1.573, -0.058)[filo 2];(-3.073, -0.058)[filo 1];(-0.073, -0.058)[filo 3];(1.427, -0.058)[filo 4];(2.927, -0.058)[filo 5];

9.1.1.2 Caratteristiche geometriche

IPE 160

Lunghezza 4,0 m

9.1.1.3 Caratteristiche dei materiali

ACCIAIO S235 JR

9.2 SCALDASOLE (DPSH1)

9.2.1 Prove DPSH1

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Il calcolo sarà eseguito secondo l'approccio n° 2;

lunghezza del palo: a partire da 4,0 m di profondità

Falda a : nessuna

9.2.1.1 Verifiche a pressoflessione minima

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	N	M	Mc,Rd	Comb.
-116	4	-	142.65	-5.84	-409	90842	277300	SLU 4

9.2.1.2 Verifiche a taglio minimo

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	N	Vrd	Comb.
-124	3	-	-7.35	-5.84	0	-407	-260	12480	SLU 14
-124	4	-	142.65	-5.84	-2	-423	-243	12480	SLU 14
-124	5	-	292.65	-5.84	-1	-359	-6	12480	SLU 4

9.2.1.3 Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

9.2.1.3.1 Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = $63.2 * 1.3$

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	PI,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd
1	-	-307.35	-5.84	1.15	1.15	976	0	0.0707	SLU 17	LT	-162	-244	976
2	-	-157.35	-5.84	1.15	1.15	976	0	0.0707	SLU 20	LT	-648	-730	976
3	-	-7.35	-5.84	1.15	1.15	976	0	0.0707	SLU 20	LT	-638	-720	976
4	-	142.65	-5.84	1.15	1.15	976	0	0.0707	SLU 20	LT	-712	-794	976
5	-	292.65	-5.84	1.15	1.15	976	0	0.0707	SLU 17	LT	-71	-153	976

9.2.1.3.2 Verifica di capacità portante trasversale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R trasversale	LRF	Comb.	Cnd	Rd	Ed (T)
1	-	-307.35	-5.84	1.3	1	SLU 10	D	1005.3	325.5
2	-	-157.35	-5.84	1.3	1	SLU 4	D	1013.8	341.2
3	-	-7.35	-5.84	1.3	1	SLU 4	D	1013.8	363.8
4	-	142.65	-5.84	1.3	1	SLU 4	D	1013.3	385
5	-	292.65	-5.84	1.3	1	SLU 10	D	1004.8	307.4

9.2.1.3.3 Parametri utilizzati nel calcolo

Filo	Ind.	Xp	Yp	Tipo	L.frs.	L.tr.lib.	L.tr.inf.	Coes.	Fi	P.spec	T max	Mecc.coll.	M.plast.sup.	Quota sup.	N sup.	M.plast.inf.	Quota inf.	N inf.
1	-	-307.35	-5.84	TI	15.4	0	400	0	29	0.0015	2222	PLV	112045	0	-63	111863	-151.1	-25
2	-	-157.35	-5.84	TI	15.4	0	400	0	29	0.0015	2241	PLV	114258	0	-519	113006	-151.7	-261
3	-	-7.35	-5.84	TI	15.4	0	400	0	29	0.0015	2241	PLV	114267	0	-521	113011	-151.7	-262
4	-	142.65	-5.84	TI	15.4	0	400	0	29	0.0015	2239	PLV	114133	0	-493	112942	-151.7	-248
5	-	292.65	-5.84	TI	15.4	0	400	0	29	0.0015	2221	PLV	111916	0	-36	111797	-151.1	-11

9.2.2 EC7 - VESIC

CD- lungo termine

Valore di **Rd = 976 daN**

0,851 t

Valore di Ed = -794 daN

9.2.3 Metodo utilizzato: Berezantzev

CD- lungo termine

Il metodo è basato sulle formule statiche e fornisce una resistenza alla punta ed una resistenza laterale la cui somma diventa il carico limite complessivo.

Si specifica che:

- Il coefficiente N_q è funzione decrescente del rapporto L/d e funzione crescente dell'angolo di attrito;
- Il coefficiente N_c è funzione di N_q e dell'angolo di attrito;
- Il coefficiente k è un coefficiente empirico e dipende dalla tecnica esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno;
- Il coefficiente di attrito terra-palo dipende dalla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno.
- Il coefficiente di riduzione α dipende dalle modalità di posa del palo;

9.2.3.1 resistenza alla punta

Coeff. $N_q = 24$

Tensione base palo = kg/mq 7018,00

Coeff. $N_c = 37$

Coesione alla base del palo = 0,000

Resistenza unitaria alla punta = kg/mq 0,00

9.2.3.2 resistenza laterale

Coeff. attrito terreno-palo strato n. 1 = 0,36

Coeff. attrito terreno-palo strato n. 2 = 0,36

Coeff. attrito terreno-palo strato n. 3 = 0,36

Coeff. attrito terreno-palo strato n. 4 = 0,36

Coeff. $k = 0,70$

Coeff. $\alpha = 1,00$

Coesione (media pesata) =

Resistenza unitaria laterale = kg/m 3513,84

9.2.3.3 RESISTENZA COMPLESSIVA

Contributo del carico limite dovuto alla superficie laterale = kg 1700

Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione 1,15

Contributo del carico limite dovuto alla superficie laterale = kg 1478,26

Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate ξ_3, ξ_4 1,7

Resistenza di calcolo verticale = 869,56 daN

9.2.4 Correlazioni con i risultati di prove in sito DPSH1

CD- Lungo termine

Si considera il valore medio di N_{spt} per il primo strato coesivo

$N_{spt, medio}$ ponderato = 13,10 kPa

$\beta = 2$;

$s = 10 \cdot 2,16 = 26,20$ kPa

$s = 0,26$ kg/cmq

A_s = superficie laterale

Perimetro bagnato = 48,4 cm

$L = 400$ cm - Strati 1-4

Resistenza unitaria laterale = 5005,23 kg

Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione 1,15

Contributo del carico limite dovuto alla superficie laterale = kg 4352,37

Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate ξ_3, ξ_4 1,7

Resistenza di calcolo verticale = 2560,22 daN

9.2.4.1 Cedimenti pali estremi

Verifiche condotte sui cedimenti assoluti/differenziali estremi

Cedimento medio dei pali 0,04 cm in SLE RA 5, cedimento medio ammissibile 1,00 cm.

Cedimento assoluto massimo 0,05 cm al Nodo 29 in SLE RA 5, cedimento assoluto ammissibile 1,00 cm.

Cedimento differenziale massimo 0,03 cm in SLE RA 5, cedimento differenziale ammissibile 1,00 cm.

Rotazione massima 1/5100 in SLE RA 5 tra nodi a distanza 150 cm, rotazione ammissibile 1/300 .

Cedimenti pali minimi

Vengono mostrati i soli 5 cedimenti di pali estremi.

Nodo Ind.	Cont. N.br.	Componenti			
		Totale	Da carico laterale	Da carico punta	Da accorciamento
27	SLE RA 1	0.0000512	0.0000488	0.000002	0.0000003
31	SLE RA 1	0.000058	0.0000557	0.0000022	0.0000002
28	SLE RA 1	0.0001182	0.0001151	0.0000025	0.0000006
29	SLE RA 1	0.0001301	0.0001268	0.0000028	0.0000005
30	SLE RA 1	0.0001484	0.000145	0.0000026	0.0000008

Cedimenti pali massimi

Vengono mostrati i soli 5 cedimenti di pali estremi.

Nodo Ind.	Cont. N.br.	Componenti			
		Totale	Da carico laterale	Da carico punta	Da accorciamento
29	SLE RA 5	0.0005134	0.0005034	0.0000077	0.0000022
30	SLE RA 5	0.0004969	0.0004872	0.0000072	0.0000025
28	SLE RA 5	0.0004714	0.0004621	0.0000071	0.0000023
31	SLE RA 5	0.0002028	0.0001968	0.0000058	0.0000002
27	SLE RA 5	0.000197	0.0001911	0.0000057	0.0000003

9.3 Valutazione di capacità portante ORIZZONTALE

9.3.1.1 Broms

Il calcolo sarà eseguito secondo l'approccio n. 2.

Coefficiente parziale per angolo resistenza a taglio: 1,00

Coefficiente parziale per coesione: 1,00

Coefficiente parziale per resistenza non drenata: 1,00

Coefficiente parziale per resistenza di palo soggetto a carico trasversale: 1,30

Palo IPE 160 Lunghezza del palo m. 4,0

Momento di plasticizzazione della sezione del palo: kgm 2773

Palo libero di ruotare in testa Terreno incoerente

9.3.1.2 Risultati di calcolo

RISULTATI DI CALCOLO

Valore dell'angolo di attrito = 31

Nuovo valore dell'angolo di attrito = 31

Valore di k_p = 3,12

Meccanismo di palo corto:

H = kg 4643,83

M_{max} = kgm 15538,12

Si passa al meccanismo di palo lungo:

Valore limite H della forza orizzontale = kg 2099,41

Momento massimo a cui è soggetta la sezione = kgm 2773,00 (mom. di plasticizzazione)

agente alla profondità f = m. 1,26

Meccanismo di rottura: palo lungo

Valore limite H : kg 2099,41 = t 2,10

e rappresenta il valore caratteristico della resistenza orizzontale.

Va corretto con coefficiente parziale per diventare resistenza di calcolo.

Resistenza di calcolo orizzontale = kg 1614,93.

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7 indagate ξ_3, ξ_4

Resistenza di calcolo orizzontale = kg 949,96

Diagramma esplicativo

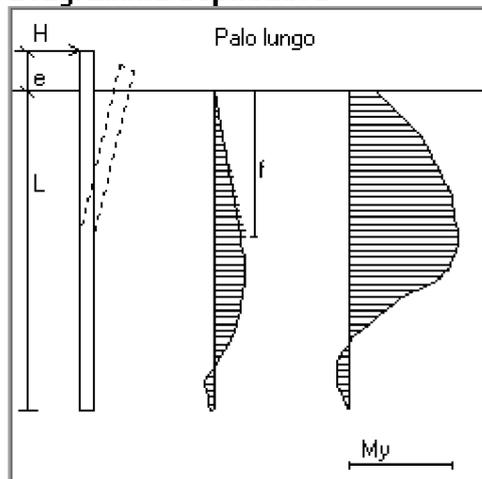


Figura 22 - Condizione di rottura : palo lungo

9.3.2 Confronto di capacità portante verticale riferita al palo singolo

AREA: SCALDASOLE

9.3.2.1

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = $63.2 * 1.3$

Lunghezza palo 4 m

Filo	Ind.	Xp	Yp	γR laterale	γR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	dpsh	c.s
4	-	142.65	-5.84	1.15	1.15	857	0	0.0801	SLU 20	LT	-712	-794	976	DPSH1	1.23
4	-	142.65	-5.84	1.15	1.15	967	0	0.0674	SLU 20	LT	-710	-792	967	DPSH2	1.22
4	-	142.65	-5.84	1.15	1.15	948	0		SLU 20	LT	-712	-795	948	DPSH3	1.19

Note:

- I valori di capacità portante possono essere considerati medesimi;
- In base ai dati al momento in possesso, le resistenze dei terreni calcolate con l'ausilio del euro codice 7 e VESIC e BEREZANTZEV, risultano più cautelative con valori di resistenza paragonabili. I risultati ottenuti con i metodi di correlazione tabellari sovrastimano abbondantemente i valori di resistenza;

9.1 DORNO (DPSH4)

9.1.1 Prove DPSH4

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Il calcolo sarà eseguito secondo l'approccio n° 2;

lunghezza del palo: a partire da 4,0 m di profondità

9.1.2 Metodo utilizzato: EC7 CD

9.1.2.1 Verifiche a pressoflessione

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	N	M	MRd,pl	Comb.
-87	4	-	142.65	-5.84	-315	100380	277800	SLU 4

9.1.2.2 Verifiche a taglio

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	N	Vpl,Rd	Comb.
0	2	-	-157.35	-5.84	0	341	-533	12480	SLU 14
0	3	-	-7.35	-5.84	0	363	-534	12480	SLU 14
0	4	-	142.65	-5.84	3	383	-492	12480	SLU 4

9.1.2.3 Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

9.1.2.3.1 Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 63.2 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd
1	-	-307.35	-5.84	1.15	1.15	915	0	0.0701	SLU 17	LT	-161	-243	915
2	-	-157.35	-5.84	1.15	1.15	915	0	0.0701	SLU 20	LT	-655	-738	915
3	-	-7.35	-5.84	1.15	1.15	915	0	0.0701	SLU 20	LT	-637	-719	915
4	-	142.65	-5.84	1.15	1.15	915	0	0.0701	SLU 20	LT	-714	-796	915
5	-	292.65	-5.84	1.15	1.15	915	0	0.0701	SLU 17	LT	-69	-151	915

9.1.2.3.2 Verifica di capacità portante trasversale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R trasversale	LRF	Comb.	Cnd	Rd	Ed (T)
1	-	-307.35	-5.84	1.3	1	SLU 10	D	1005.3	326.7
2	-	-157.35	-5.84	1.3	1	SLU 4	D	1014.3	341.1
3	-	-7.35	-5.84	1.3	1	SLU 4	D	1014.2	362.7
4	-	142.65	-5.84	1.3	1	SLU 4	D	1013.7	382.5
5	-	292.65	-5.84	1.3	1	SLU 10	D	1004.8	309.8

9.1.2.3.3 Parametri utilizzati nel calcolo

Filo	Ind.	Xp	Yp	Tipo	L.frs.	L.tr.lib.	L.tr.inf.	Coes.	Fi	P.spec	T max	Mecc.coll.	M.plast.sup.	Quota sup.	N sup.	M.plast.inf.	Quota inf.	N inf.
1	-	-307.35	5.84	TI	15.4	0	400	0	29	0.0015	2222	PLV	112018	0	-57	112031	-151.1	-60
2	-	-157.35	5.84	TI	15.4	0	400	0	29	0.0015	2242	PLV	114289	0	-526	113924	-151.8	-450
3	-	-7.35	5.84	TI	15.4	0	400	0	29	0.0015	2241	PLV	114273	0	-522	113910	-151.8	-447

Filo	Ind.	Xp	Yp	Tipo	L.frs.	L.tr.lib.	L.tr.inf.	Coes.	Fi	P.spec	T max	Mecc.coll.	M.plast.sup.	Quota sup.	N sup.	M.plast.inf.	Quota inf.	N inf.
4	-	142.65	- 5.84	TI	15.4	0	400	0	29	0.0015	2240	PLV	114132	0	-493	113792	-151.7	-423
5	-	292.65	- 5.84	TI	15.4	0	400	0	29	0.0015	2221	PLV	111902	0	-33	111935	-151.1	-40

9.1.2.4 EC7 - VESIC

CD- Lungo termine

Valore di **Rd = 915 daN**

0,897 t

Valore di Ed = -796 daN

9.1.3 Metodo utilizzato: Berezantzev

CD- lungo termine

Il metodo è basato sulle formule statiche e fornisce una resistenza alla punta ed una resistenza laterale la cui somma diventa il carico limite complessivo.

Si specifica che:

- Il coefficiente N_q è funzione decrescente del rapporto L/d e funzione crescente dell'angolo di attrito;
- Il coefficiente N_c è funzione di N_q e dell'angolo di attrito;
- Il coefficiente k è un coefficiente empirico e dipende dalla tecnica esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno;
- Il coefficiente di attrito terra-palo dipende dalla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno.
- Il coefficiente di riduzione α dipende dalle modalità di posa del palo;

9.1.3.1 resistenza alla punta

Coeff. $N_q = 24$

Tensione base palo = kg/mq 6670,00,00

Coeff. $N_c = 37$

Coesione alla base del palo = 0,000

Resistenza unitaria alla punta = kg/mq 0,00

9.1.3.2 resistenza laterale

Coeff. attrito terreno-palo strato n. 1 = 0,36

Coeff. attrito terreno-palo strato n. 2 = 0,36

Coeff. attrito terreno-palo strato n. 3 = 0,36

Coeff. k = 0,70

Coeff. alfa = 1,00

Coesione (media pesata) =

Resistenza unitaria laterale = kg/m 3346,21

9.1.3.3 RESISTENZA COMPLESSIVA

Contributo del carico limite dovuto alla superficie laterale = kg 1619

Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione 1,15

Contributo del carico limite dovuto alla superficie laterale = kg 1408,0

Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate ξ_3, ξ_4 1,7

Resistenza di calcolo verticale = 828,13 daN

9.1.4 Correlazioni con i risultati di prove in sito DPSH1

CD- Lungo termine

Si considera il valore medio di N_{spt} per il primo strato coesivo

$N_{spt, medio}$ ponderato = 7,72 kPa

$\beta = 2$;

$s = 10 * 7,72 = 26,20$ kPa

$s = 0,157$ kg/cmq

A_s = superficie laterale

Perimetro bagnato = 48,4 cm

$L = 400$ cm - Strati 1-4

Resistenza unitaria laterale = 3039,52 kg

Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione 1,15

Contributo del carico limite dovuto alla superficie laterale = kg 2643,06

Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate ξ_3, ξ_4 1,7

Resistenza di calcolo verticale = 1524,68 daN

9.1 Verifica di capacità portante ORIZZONTALE

9.1.1 Prove DPSH4

9.1.1.1 Broms

Il calcolo sarà eseguito secondo l'approccio n. 2.

Coefficiente parziale per angolo resistenza a taglio: 1,00

Coefficiente parziale per coesione: 1,00

Coefficiente parziale per resistenza non drenata: 1,00

Coefficiente parziale per resistenza di palo soggetto a carico trasversale: 1,30

Palo IPE 160 Lunghezza del palo m. 4,20

Momento di plasticizzazione della sezione del palo: kgm 2773

Palo libero di ruotare in testa Terreno incoerente

9.1.1.2 Risultati di calcolo

Valore dell'angolo di attrito = 29

Nuovo valore dell'angolo di attrito = 29

Valore di k_p = 2,88

Meccanismo di palo corto:

$H = \text{kg } 3920,83$

$M_{\max} = \text{kgm } 13120,91$

Si passa al meccanismo di palo lungo:

Valore limite H della forza orizzontale = kg 1772,59

Momento massimo a cui è soggetta la sezione = kgm 2773,00 (mom. di plasticizzazione)

agente alla profondità $f = \text{m. } 1,26$

Meccanismo di rottura: palo lungo

Valore limite H : kg 177,59 = t 1,77

e rappresenta il valore caratteristico della resistenza orizzontale.

Va corretto con coefficiente parziale per diventare resistenza di calcolo.

Resistenza di calcolo orizzontale = kg 1363,53.

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7 indagate ξ_3, ξ_4

Resistenza di calcolo orizzontale = kg 802,08

Diagramma esplicativo

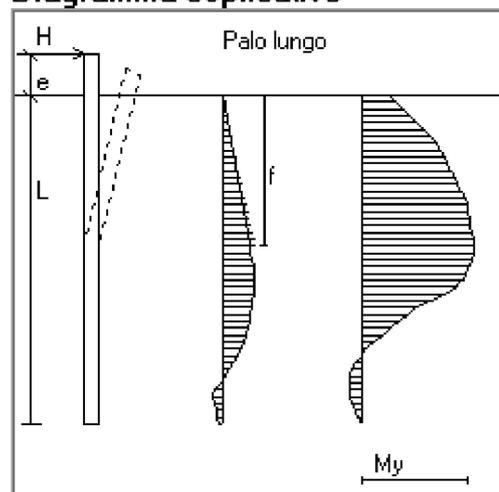


Figura 23 - Condizione di rottura : palo lungo

9.1.2 Cedimenti pali estremi

Nodo: Nodo del palo a cui si riferisce il cedimento.

Ind.: indice del nodo.

Cont.: Contesto a cui si riferisce il cedimento.

N.br.: nome breve della condizione o combinazione di carico.

Componenti: Componenti del cedimento.

Totale: Cedimento totale, ottenuto dalla sommatoria di tutti i contributi. Valori positivi indicano abbassamento. [m]

Da carico laterale: Cedimento indotto sul terreno dal carico laterale. Valori positivi indicano abbassamento. [m]

Da carico punta: Cedimento indotto sul terreno dal carico alla punta. Valori positivi indicano abbassamento. [m]

Da accorciamento: Cedimento da accorciamento assiale del palo. Valori positivi indicano abbassamento. [m]

9.1.2.1 Verifiche condotte sui cedimenti assoluti/differenziali estremi

Cedimento medio dei pali 0,05 cm in SLE RA 5, cedimento medio ammissibile 1,00 cm.

Cedimento assoluto massimo 0,07 cm al Nodo 24 in SLE RA 5, cedimento assoluto ammissibile 1,00 cm.

Cedimento differenziale massimo 0,05 cm in SLE RA 5, cedimento differenziale ammissibile 1,00 cm.

Rotazione massima 1/3515 in SLE RA 5 tra nodi a distanza 150 cm, rotazione ammissibile 1/300 .

9.1.2.2 Cedimenti pali minimi

Vengono mostrati i soli 5 cedimenti di pali estremi.

Nodo Ind.	Cont. N.br.	Componenti			
		Totale	Da carico laterale	Da carico punta	Da accorciamento
22	SLE RA 1	0.0000742	0.0000715	0.0000024	0.0000003
26	SLE RA 1	0.0000842	0.0000815	0.0000025	0.0000002
23	SLE RA 1	0.0001728	0.0001693	0.0000029	0.0000006
24	SLE RA 1	0.0001887	0.000185	0.0000032	0.0000005
25	SLE RA 1	0.0002167	0.0002129	0.000003	0.0000008

9.1.2.3 Cedimenti pali massimi

Vengono mostrati i soli 5 cedimenti di pali estremi.

Nodo	Cont.	Componenti					
		Ind.	N.br.	Totale	Da carico laterale	Da carico punta	Da accorciamento
24	SLE RA 5			0.000742	0.0007309	0.0000089	0.0000022
25	SLE RA 5			0.0007193	0.0007085	0.0000083	0.0000025
23	SLE RA 5			0.0006858	0.0006753	0.0000082	0.0000023
26	SLE RA 5			0.0002925	0.0002856	0.0000067	0.0000002
22	SLE RA 5			0.0002849	0.0002781	0.0000066	0.0000003

9.1.3 Confronto di capacità portante verticale riferita al palo singolo

AREA: SCALDASOLE (Nord) e DORNO (Sud)

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = $63.2 * 1.3$

Lunghezza palo 4 m

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	dpsh	c.s
4	-	142.65	-5.84	1.15	1.15	857	0	0.0801	SLU 20	LT	-712	-794	976	DPSH1	1.23
4	-	142.65	-5.84	1.15	1.15	967	0	0.0674	SLU 20	LT	-710	-792	967	DPSH2	1.22
4	-	142.65	-5.84	1.15	1.15	948	0		SLU 20	LT	-712	-795	948	DPSH3	1.19
4	-	142.65	-5.84	1.15	1.15	948	0		SLU 20	LT	-714	-796	915	DPSH4	1.15

Note:

- I valori di capacità portante possono essere considerati medesimi;
- In base ai dati al momento in possesso, le resistenze dei terreni calcolate con l'ausilio del euro codice 7 (VESIC) e BEREZANTZEV, risultano più cautelative con valori di resistenza paragonabili. I risultati ottenuti con i metodi di correlazione tabellari sovrastimano abbondantemente i valori di resistenza;

10 FONDAZIONI SUPERFICIALI

10.1 Premessa

Nel seguente documento si riportano i risultati geotecnici inerenti le fondazione superficiali per l'installazione di cabine elettriche MT/BT, control room: secondo gli indicazione costruttive e carichi tipologici dati dalla norma CEI 78-17

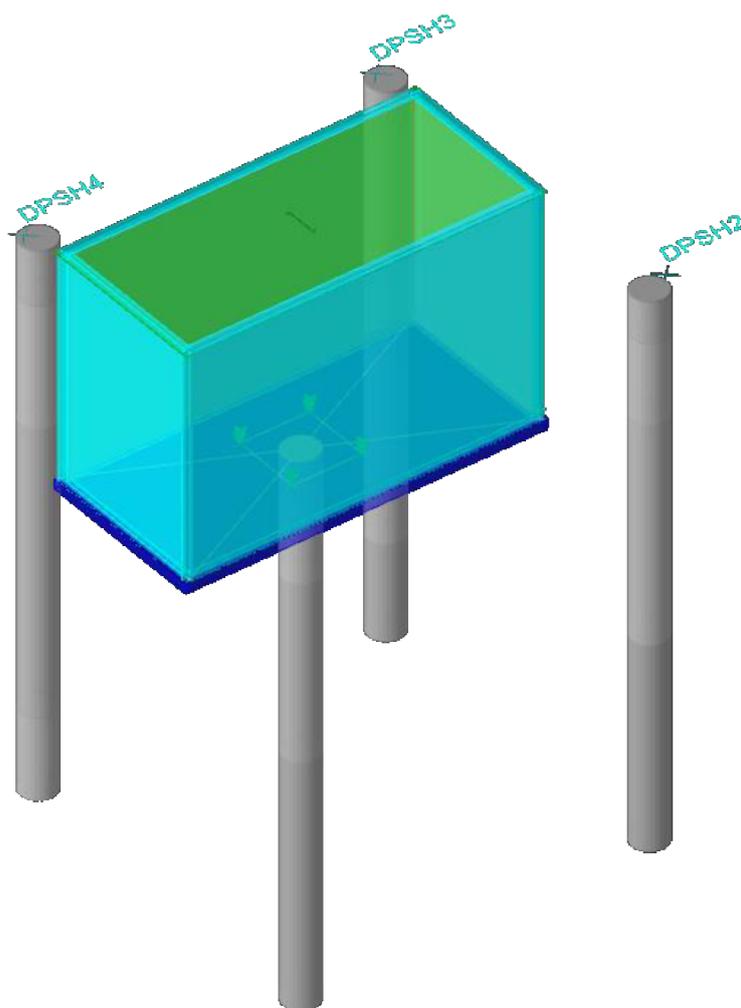


Figura 24 - Rappresentazione edificio su platea - stratigrafia

10.2 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, includendo nella determinazione delle azioni anche il peso sismico delle fondazioni,

I valori di default dei parametri di modellazione del suolo, cioè quelli adottati dove non diversamente specificato, sono i seguenti:, includendo nella determinazione delle azioni anche il peso sismico delle fondazioni,

Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)	3000000	[daN/m ³]
K punta palo (default)	4000000	[daN/m ³]
Pressione limite punta palo (default)	100000	[daN/m 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 EC7

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 parziale per angolo resistenza a taglio:	1,0
Coefficiente parziale per coesione:	1,0
Coefficiente parziale per resistenza non drenata:	1,0
Coefficiente parziale per resistenza base pali infissi:	1,15
Coefficiente parziale per resistenza lat, pali infissi:	1,15
Coefficiente parziale per resistenza base pali trivellati:	1,35
Coefficiente parziale per resistenza lat, pali trivellati:	1,15
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate (2).....	1,70



Figura 25 - Rappresentazione in pianta di tutti gli elementi strutturali di fondazione – Platea 15 cm

10.3 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/m²]

Coesione non drenata (Cu): coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [daN/m²]

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-cls. [deg]

Coeff. α di adesione della coesione (0;1): coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, 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/m³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/m³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/m²]

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)
01-STR_DORNO-DPSH2	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	20	0.45	0.5	0.00176	0.00189	94	0.33	0
03-STR_DORNO-DPSH2	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	18	0.45	0.5	0.00173	0.00188	85	0.34	0
04-STR_DORNO-DPSH2	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	33	21	0.45	0.46	0.00191	0.00194	153	0.32	0
01-STR_DORNO-DPSH3	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	20	0.45	0.5	0.00173	0.00188	86	0.33	0
02-STR_DORNO-DPSH3	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	28	19	0.45	0.53	0.00164	0.00184	27	0.34	0
03-STR_DORNO-DPSH3	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	29	19	0.45	0.52	0.00173	0.00187	65	0.35	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 K0	γ naturale	γ saturo	E	ν	Qualità roccia RQD (0;1)
04-STR_DORNO-DPSH3	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	31	20	0.45	0.48	0.00184	0.00191	118	0.32	0
01-STR_DORNO-DPSH4	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	20	0.45	0.5	0.00168	0.00187	71	0.34	0
02-STR_DORNO-DPSH4	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	28	19	0.45	0.53	0.00158	0.00183	19	0.35	0
03-STR_DORNO-DPSH4	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	19	0.45	0.5	0.00167	0.00187	75	0.34	0
04-STR_DORNO-DPSH4	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	29	20	0.45	0.52	0.00165	0.00187	67	0.34	0
01-STR_SCALDASOLE-DPSH1	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	20	0.45	0.5	0.00176	0.00189	94	0.33	0
02-STR_SCALDASOLE-DPSH1	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	28	19	0.45	0.53	0.00168	0.00184	35	0.34	0
04-STR_SCALDASOLE-DPSH1	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	32	21	0.45	0.47	0.0019	0.00192	137	0.32	0
02-STR_DORNO-DPSH2	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	29	18	0.45	0.52	0.00162	0.00189	63	0.34	0
03-STR_SCALDASOLE-DPSH1	SERVIZI GEOLOGICI SNC DI PEROTTI R. E C. s.n.c.	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	30	20	0.45	0.5	0.00172	0.00188	83	0.33	0

10.4 DORNO-SCALDASOLE

10.4.1 Analisi piastre c.a. di fondazione

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, 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, [m]

H: altezza della sezione rettangolare di verifica, [m]

A, sup,: area barre armatura superiori, [m²]

C, sup,: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione, [m]

A, inf,: area barre armatura inferiori, [m²]

C, inf,: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione, [m]

Comb,: combinazione di verifica,

M: momento flettente, [daN*m]

N: sforzo normale, [daN]

Mu: momento flettente ultimo, [daN*m]

Nu: sforzo normale ultimo, [daN]

c,s,: coefficiente di sicurezza,

Verifica: stato di verifica,

σc: tensione nel calcestruzzo, [daN/m²]

σlim: tensione limite, [daN/m²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione,

σf: tensione nell'acciaio d'armatura, [daN/m²]

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/m²]

Phi: angolo di attrito di progetto, [deg]

RPI: resistenza passiva laterale unitaria di progetto, [daN/m]

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*m]

My: componente lungo y del momento, [daN*m]

ix: inclinazione del carico in x, [deg]

iy: inclinazione del carico in y, [deg]

ex: eccentricità del carico in x, [m]

ey: eccentricità del carico in y, [m]

B': larghezza efficace, [m]

L': lunghezza efficace, [m]

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

C: coesione di progetto, [daN/m²]

Qs: sovraccarico laterale da piano di posa, [daN/m²]

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,

10.512,1 Platea a "Piano campagna"

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

Geometria



Figura 26 - Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450

Calcestruzzo: C25/30 Rck 300

10.5.1 Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (-2.6; -1.25; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).

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

Si riporta il calcolo in forma estese tutte le posizioni DPSH indicata.

10.5.2 DPSH1-SCALDASOLE

. Verifiche nei nodi

10.5.2.1.1 Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-830.31	0	-1320.74	0
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-815.08	0	-1320.74	0
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 12	799.66	0	1320.74	0
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 12	786.55	0	1320.74	0
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-782.68	0	-1320.74	0

10.5.2.1.2 Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 5	-457.58	0	-1009.96	0
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 5	-447.06	0	-1009.96	0
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 7	-446.97	0	-1009.96	0
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 1	442.6	0	1009.96	0
32	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 7	-437.75	0	-1009.96	0

10.5.2.1.3 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-610.35	0	-159410	1494000	15
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-598.86	0	-156408	1494000	15
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	590.44	0	-154210	1494000	15
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	580.57	0	-151632	1494000	15
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-576.67	0	-150612	1494000	15

10.5.2.1.4 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-610.35	0	892696	36000000	15
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-598.86	0	875884	36000000	15
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	590.44	0	863574	36000000	15
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	580.57	0	849138	36000000	15
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-576.67	0	843428	36000000	15

10.5.2.1.5 Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

10.5.2.2 Verifiche geotecniche

10.5.2.2.1 Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Centro impronta, nel sistema globale: 0; 0; 0

Lato minore B dell'impronta: 2.5

Lato maggiore L dell'impronta: 5.2

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 13

10.5.2.2.2 Verifica di scorrimento sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 6.36

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	γ_R	Rd	Ed
SLU 4	0	-39164	LT	0	20	0	1.1	12959	0
SLV 15	2119	-40724	LT	0	20	0	1.1	13475	2119

10.5.2.2.3 Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Profondità massima del bulbo di rottura considerato: 2.12 m

Peso specifico efficace del terreno di progetto γ_s : 1706 daN/m³

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLD: 0.008

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLV: 0.019

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 2.75

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	γR	Rd	
1	SLU 18	0	0	-63024	-1.31	42.97	0	0	0	0	2.5	5.2	LT	0	29	0	2.3	173062	63024
2	SLV 11	611	1952	-40724	-4995.79	1512.99	1	3	0.04	-0.12	2.25	5.13	LT	0	29	0	2.3	121261	40724
3	SLD 11	258	791	-40724	-2024.86	654.21	0	1	0.02	-0.05	2.4	5.17	LT	0	29	0	2.3	150307	

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	16	28	17	1.23	1.25	0.86	0	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0				1	1	1
2	16	28	17	1.21	1.23	0.87	0	0	0	0.92	0.91	0.87	1	1	1	0	0	0				0.99	0.99	0.99
3	16	28	17	1.22	1.24	0.86	0	0	0	0.97	0.96	0.95	1	1	1	0	0	0				1	1	1

10.5.3 DPSH2-DORNO

10.5.3.1 Verifiche nei nodi

10.5.3.1.1 Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-830.31	0	-1320.74	0
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-815.08	0	-1320.74	0
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 12	799.66	0	1320.74	0
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 12	786.55	0	1320.74	0
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-782.68	0	-1320.74	0

10.5.3.1.2 Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 5	-457.58	0	-1009.96	0
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 5	-447.06	0	-1009.96	0
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 7	-446.97	0	-1009.96	0
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 1	442.6	0	1009.96	0
32	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 7	-437.75	0	-1009.96	0

10.5.3.1.3 Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-610.35	0	-159410	1494000	15
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-598.86	0	-156408	1494000	15
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	590.44	0	-154210	1494000	15
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	580.57	0	-151632	1494000	15
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-576.67	0	-150612	1494000	15

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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-610.35	0	892696	36000000	15
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-598.86	0	875884	36000000	15
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	590.44	0	863574	36000000	15
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	580.57	0	849138	36000000	15
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-576.67	0	843428	36000000	15

10.5.3.1.4 Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

10.5.3.2 Verifiche geotecniche

10.5.3.2.1 Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Centro impronta, nel sistema globale: 0; 0; 0

Lato minore B dell'impronta: 2.5

Lato maggiore L dell'impronta: 5.2

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 13

10.5.3.2.2 Verifica di scorrimento sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 6.36

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	γ_R	Rd	Ed
SLU 4	0	-39164	LT	0	20	0	1.1	12959	0
SLV 15	2119	-40724	LT	0	20	0	1.1	13475	2119

10.5.3.2.3 Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Profondità massima del bulbo di rottura considerato: 2.17 m

Peso specifico efficace del terreno di progetto γ_s : 1620 daN/m³

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLD: 0.008

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLV: 0.019

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 2.86

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	γ_R	Rd	Ed
1	SLU 18	0	0	-63024	-1.31	42.97	0	0	0	0	2.5	5.2	LT	0	29	0	2.3	180085	63024
2	SLV 11	611	1952	-40724	-4995.79	1512.99	1	3	0.04	-0.12	2.25	5.13	LT	0	29	0	2.3	126218	40724
3	SLD 11	258	791	-40724	-2024.86	654.21	0	1	0.02	-0.05	2.4	5.17	LT	0	29	0	2.3	156425	40724

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	17	29	18	1.24	1.25	0.86	0	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0				1	1	1
2	17	29	18	1.22	1.23	0.87	0	0	0	0.92	0.91	0.87	1	1	1	0	0	0				0.99	0.99	0.99

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
3	17	29	18	1.23	1.24	0.86	0	0	0	0.97	0.96	0.95	1	1	1	0	0	0				1	1	1

10.5.4 DPSH3-DORNO

10.5.4.1 Verifiche nei nodi

10.5.4.1.1 Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-830.31	0	-1320.74	0
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-815.08	0	-1320.74	0
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 12	799.66	0	1320.74	0
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 12	786.55	0	1320.74	0
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-782.68	0	-1320.74	0

10.5.4.1.2 Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 5	-457.58	0	-1009.96	0
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 5	-447.06	0	-1009.96	0
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 7	-446.97	0	-1009.96	0
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 1	442.6	0	1009.96	0
32	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 7	-437.75	0	-1009.96	0

10.5.4.1.3 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-610.35	0	-159410	1494000	15
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-598.86	0	-156408	1494000	15
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	590.44	0	-154210	1494000	15
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	580.57	0	-151632	1494000	15
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-576.67	0	-150612	1494000	15

10.5.4.1.4 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-610.35	0	892696	36000000	15
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-598.86	0	875884	36000000	15
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	590.44	0	863574	36000000	15
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	580.57	0	849138	36000000	15
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-576.67	0	843428	36000000	15

10.5.4.1.5 Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

10.5.4.2 Verifiche geotecniche

10.5.4.2.1 Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Centro impronta, nel sistema globale: 0; 0; 0

Lato minore B dell'impronta: 2.5

Lato maggiore L dell'impronta: 5.2

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 13

10.5.4.2.2

10.5.4.2.3 Verifica di scorrimento sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 6.36

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	γ_R	Rd	Ed
SLU 4	0	-39164	LT	0	20	0	1.1	12959	0
SLV 15	2119	-40724	LT	0	20	0	1.1	13475	2119

10.5.4.2.4

10.5.4.2.5 Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Profondità massima del bulbo di rottura considerato: 2.1 m

Peso specifico efficace del terreno di progetto γ_s : 1659 daN/m³

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLD: 0.008

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLV: 0.019

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 2.49

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	γ_R	Rd	Ed
1	SLU 18	0	0	-63024	-1.31	42.97	0	0	0	0	2.5	5.2	LT	0	28	0	2.3	156882	63024
2	SLV 11	611	1952	-40724	-4995.79	1512.99	1	3	0.04	-0.12	2.25	5.13	LT	0	28	0	2.3	109898	40724
3	SLD 11	258	791	-40724	-2024.86	654.21	0	1	0.02	-0.05	2.4	5.17	LT	0	28	0	2.3	136242	40724

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	15	27	16	1.23	1.24	0.86	0	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0				1	1	1
2	15	27	16	1.21	1.22	0.87	0	0	0	0.92	0.91	0.87	1	1	1	0	0	0				0.99	0.99	0.99
3	15	27	16	1.22	1.24	0.86	0	0	0	0.97	0.96	0.95	1	1	1	0	0	0				0.99	1	0.99

10.5.5 DPSH4-DORNO

10.5.5.1 Verifiche nei nodi

10.5.5.1.1 Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-830.31	0	-1320.74	0
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-815.08	0	-1320.74	0
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 12	799.66	0	1320.74	0
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 12	786.55	0	1320.74	0

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLU 13	-782.68	0	-1320.74	0

10.5.5.1.2 Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 5	-457.58	0	-1009.96	0
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 5	-447.06	0	-1009.96	0
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 7	-446.97	0	-1009.96	0
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 1	442.6	0	1009.96	0
32	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLD 7	-437.75	0	-1009.96	0

10.5.5.1.3 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-610.35	0	-159410	1494000	15
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-598.86	0	-156408	1494000	15
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	590.44	0	-154210	1494000	15
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	580.57	0	-151632	1494000	15
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-576.67	0	-150612	1494000	15

10.5.5.1.4 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
18	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-610.35	0	892696	36000000	15
31	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-598.86	0	875884	36000000	15
4	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	590.44	0	863574	36000000	15
43	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 2	580.57	0	849138	36000000	15
16	X	1	0.15	0.000251	0.047	0.000251	0.047	SLE RA 3	-576.67	0	843428	36000000	15

10.5.5.1.5 Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

10.5.5.2 Verifiche geotecniche

10.5.5.2.1 Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Centro impronta, nel sistema globale: 0; 0; 0

Lato minore B dell'impronta: 2.5

Lato maggiore L dell'impronta: 5.2

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 13

10.5.5.2.2 Verifica di scorrimento sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 6.26

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	γ_R	Rd	Ed
SLU 4	0	-39164	LT	0	20	0	1.1	12762	0
SLV 15	2119	-40724	LT	0	20	0	1.1	13270	2119

10.5.5.2.3 Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Profondità massima del bulbo di rottura considerato: 2.1 m

Peso specifico efficace del terreno di progetto γ_s : 1611 daN/m³

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLD: 0.008

Accelerazione normalizzata massima attesa al suolo A_{max} per verifiche in SLV: 0.019

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 2.44

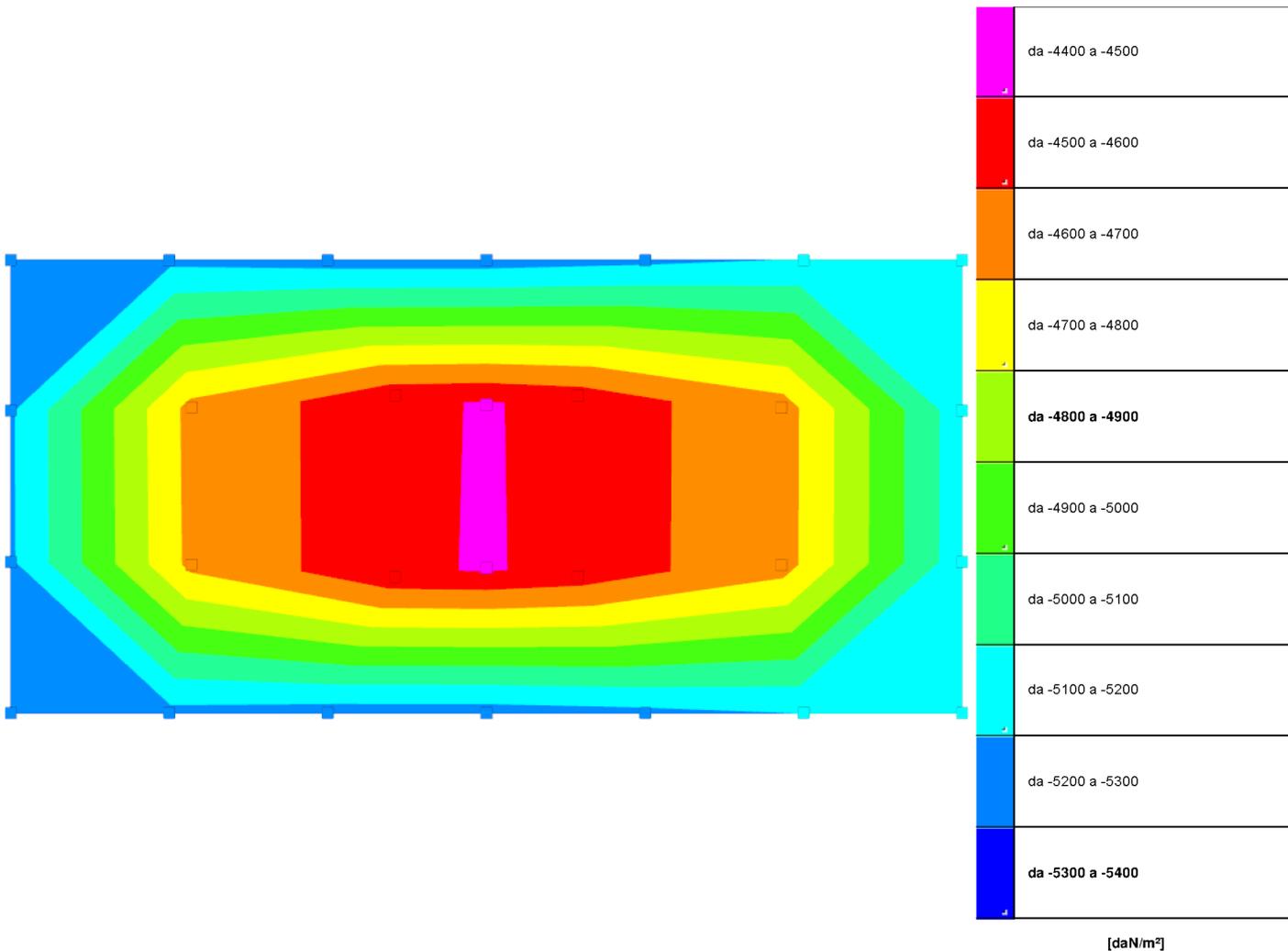
ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ix	iy	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	Qs	γ_R	Rd	Ed
1	SLU 18	0	0	-63024	-1.31	42.97	0	0	0	0	2.5	5.2	LT	0	28	0	2.3	153743	63024
2	SLV 11	611	1952	-40724	-4995.79	1512.99	1	3	0.04	-0.12	2.25	5.13	LT	0	28	0	2.3	107703	40724
3	SLD 11	258	791	-40724	-2024.86	654.21	0	1	0.02	-0.05	2.4	5.17	LT	0	28	0	2.3	133518	40724

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	16	27	16	1.23	1.25	0.86	0	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0				1	1	1
2	16	27	16	1.21	1.22	0.87	0	0	0	0.92	0.91	0.87	1	1	1	0	0	0				0.99	0.99	0.99
3	16	27	16	1.22	1.24	0.86	0	0	0	0.97	0.96	0.95	1	1	1	0	0	0				0.99	1	0.99

La posizione con condizioni di portanza minori si hanno in corrispondenza della prova DPSH4. Si riportano grafici inerenti pressioni massime ai vari stati limite.

10.18.2 Pressioni terreno in SLU



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

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

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

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

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [m]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/m²]

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

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

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [m]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/m²]

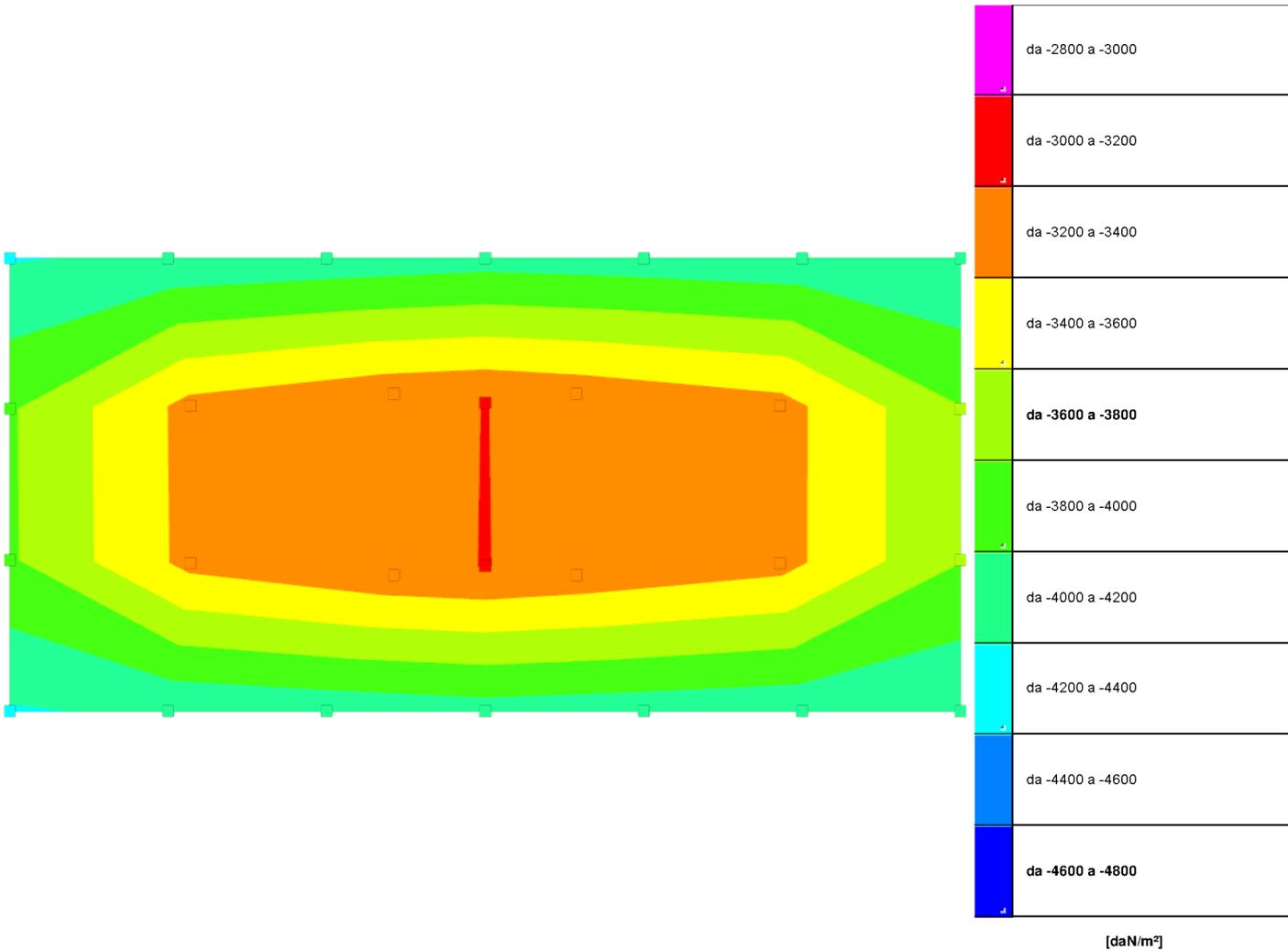
Compressione estrema massima -5247.9 al nodo di indice 5, di coordinate $x = 0$, $y = -1.25$, $z = 0$, nel contesto SLU 18.

Spostamento estremo minimo -0.002624 al nodo di indice 5, di coordinate $x = 0$, $y = -1.25$, $z = 0$, nel contesto SLU 18.

Spostamento estremo massimo -0.0013651 al nodo di indice 18, di coordinate $x = 0$, $y = -0.45$, $z = 0$, nel contesto SLU 4.

Nodo Ind.	Pressione minima			Pressione massima		
	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
2	SLU 18	-0.0026117	-5223.5	SLU 1	-0.0016015	-3203.1
3	SLU 18	-0.0026151	-5230.2	SLU 1	-0.0016001	-3201.9
4	SLU 18	-0.0026238	-5247.7	SLU 1	-0.0016031	-3206.2
5	SLU 18	-0.002624	-5247.9	SLU 1	-0.001602	-3204
6	SLU 18	-0.0026139	-5227.8	SLU 1	-0.0015971	-3194.1
7	SLU 18	-0.002599	-5198.1	SLU 1	-0.0015912	-3182.4
8	SLU 18	-0.0025876	-5175.2	SLU 1	-0.0015869	-3173.8
16	SLU 17	-0.0022695	-4538.9	SLU 4	-0.0013868	-2773.5
17	SLU 17	-0.0022785	-4557.1	SLU 4	-0.0013924	-2784.7
18	SLU 17	-0.0022416	-4483.1	SLU 4	-0.0013651	-2730.2
19	SLU 17	-0.0023355	-4670.9	SLU 4	-0.0014425	-2885.1
20	SLU 17	-0.0023255	-4651.1	SLU 4	-0.0014358	-2871.6
21	SLU 18	-0.0026071	-5214.2	SLU 1	-0.0015997	-3199.4
22	SLU 18	-0.0025828	-5165.5	SLU 1	-0.0015849	-3169.9
27	SLU 18	-0.0026062	-5212.3	SLU 1	-0.0015991	-3198.3
28	SLU 18	-0.0025822	-5164.5	SLU 1	-0.0015847	-3169.3
29	SLU 17	-0.0023329	-4665.8	SLU 4	-0.0014409	-2881.8
30	SLU 17	-0.0023248	-4649.6	SLU 4	-0.0014353	-2870.6
31	SLU 17	-0.0022429	-4485.9	SLU 4	-0.0013659	-2731.8
32	SLU 17	-0.0022712	-4542.4	SLU 4	-0.0013878	-2775.6
33	SLU 17	-0.0022787	-4557.4	SLU 4	-0.0013924	-2784.9
41	SLU 18	-0.0026091	-5218.2	SLU 1	-0.0016	-3200
42	SLU 18	-0.0026128	-5225.6	SLU 1	-0.0015996	-3199.3
43	SLU 18	-0.0026221	-5244.3	SLU 1	-0.0016022	-3204.4
44	SLU 18	-0.0026225	-5245	SLU 1	-0.0016013	-3202.5
45	SLU 18	-0.0026119	-5223.7	SLU 1	-0.0015959	-3191.8
46	SLU 18	-0.0025972	-5194.5	SLU 1	-0.0015902	-3180.5
47	SLU 18	-0.002586	-5172.1	SLU 1	-0.0015861	-3172.1

10.28.3 Pressioni terreno in SLV/SLVf/SLUEcc



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

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

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

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

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [m]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/m²]

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

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

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [m]

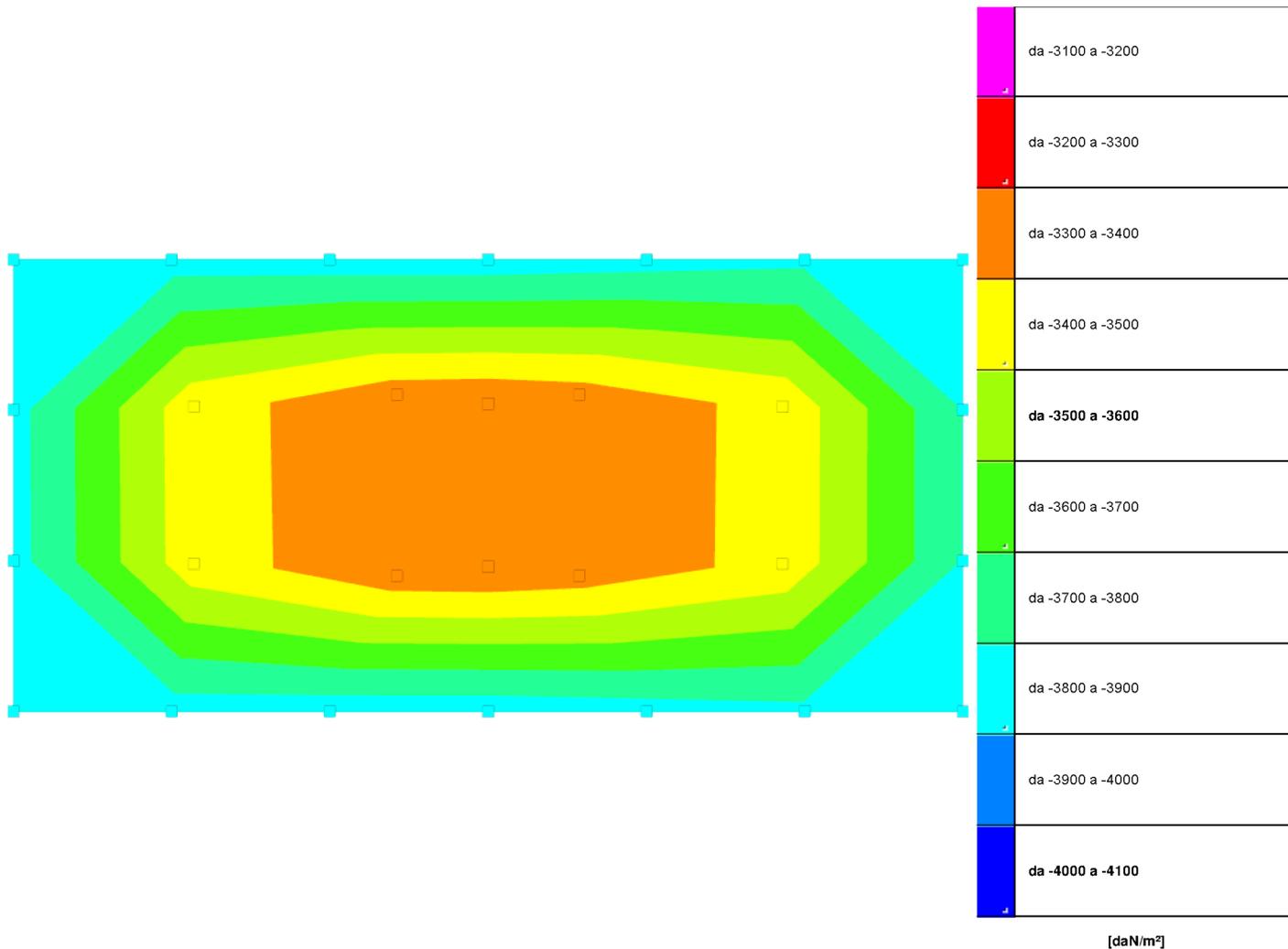
Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/m²]

Compressione estrema massima 0 al nodo di indice 2, di coordinate $x = -2.6$, $y = -1.25$, $z = 0$, nel contesto .

Spostamento estremo minimo 0 al nodo di indice 2, di coordinate $x = -2.6$, $y = -1.25$, $z = 0$, nel contesto .

Spostamento estremo massimo 0 al nodo di indice 2, di coordinate $x = -2.6$, $y = -1.25$, $z = 0$, nel contesto .

10.38.4 Pressioni terreno in SLE/SLD



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

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

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

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

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [m]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/m²]

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

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

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [m]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/m²]

Compressione estrema massima -3861.9 al nodo di indice 4, di coordinate $x = -0.87$, $y = -1.25$, $z = 0$, nel contesto SLE rara 3.

Spostamento estremo minimo -0.001931 al nodo di indice 4, di coordinate $x = -0.87$, $y = -1.25$, $z = 0$, nel contesto SLE rara 3.

Spostamento estremo massimo -0.0014211 al nodo di indice 18, di coordinate $x = 0$, $y = -0.45$, $z = 0$, nel

contesto SLD 11.

Nodo Ind.	Cont.	Pressione minima		Pressione massima		
		uz	Valore	Cont.	uz	Valore
2	SLE RA 3	-0.0019227	-3845.4	SLD 11	-0.0014792	-2958.5
3	SLE RA 3	-0.0019249	-3849.7	SLD 11	-0.0014887	-2977.4
4	SLE RA 3	-0.001931	-3861.9	SLD 11	-0.0015	-3000.1
5	SLE RA 3	-0.0019309	-3861.8	SLD 11	-0.0015081	-3016.2
6	SLE RA 3	-0.0019236	-3847.1	SLD 7	-0.0014943	-2988.6
7	SLE RA 3	-0.0019128	-3825.7	SLD 7	-0.0014793	-2958.6
8	SLE RA 3	-0.0019047	-3809.3	SLD 7	-0.001465	-2930.1
16	SLE RA 2	-0.0016712	-3342.4	SLD 11	-0.0014257	-2851.4
17	SLE RA 2	-0.0016781	-3356.1	SLD 7	-0.0014316	-2863.1
18	SLE RA 2	-0.0016506	-3301.2	SLD 11	-0.0014211	-2842.3
19	SLE RA 2	-0.0017184	-3436.8	SLD 11	-0.0014451	-2890.1
20	SLE RA 2	-0.001711	-3422	SLD 7	-0.0014393	-2878.6
21	SLE RA 3	-0.0019194	-3838.7	SLD 15	-0.001554	-3108
22	SLE RA 3	-0.0019012	-3802.3	SLD 3	-0.0015397	-3079.5
27	SLE RA 3	-0.0019187	-3837.3	SLD 13	-0.0015537	-3107.4
28	SLE RA 3	-0.0019008	-3801.6	SLD 1	-0.0015396	-3079.2
29	SLE RA 2	-0.0017165	-3433	SLD 9	-0.0014438	-2887.5
30	SLE RA 2	-0.0017104	-3420.9	SLD 5	-0.0014389	-2877.7
31	SLE RA 2	-0.0016516	-3303.3	SLD 9	-0.0014219	-2843.9
32	SLE RA 2	-0.0016725	-3345	SLD 9	-0.0014268	-2853.6
33	SLE RA 2	-0.0016782	-3356.4	SLD 5	-0.0014316	-2863.3
41	SLE RA 3	-0.0019208	-3841.5	SLD 9	-0.0014782	-2956.3
42	SLE RA 3	-0.0019231	-3846.3	SLD 9	-0.0014877	-2975.4
43	SLE RA 3	-0.0019297	-3859.4	SLD 9	-0.0014993	-2998.6
44	SLE RA 3	-0.0019299	-3859.7	SLD 9	-0.0015074	-3014.8
45	SLE RA 3	-0.001922	-3844.1	SLD 5	-0.0014933	-2986.6
46	SLE RA 3	-0.0019115	-3823	SLD 5	-0.0014784	-2956.8
47	SLE RA 3	-0.0019035	-3807	SLD 5	-0.0014643	-2928.5

11 INDICAZIONI SU RECINZIONI E PALI PER LA VIDEO SORVEGLIANZA ;

11.1.1.1 Recinzioni

Per le recinzioni di norma si opta per una lunghezza minima di infissione 1,0 m. per reti fuori terra fino ad 2m (2/3 di h). Le sezioni caratteristiche dei pali sono a "T" tipo T40x3 con diagonali di rinforzo ad "L" 40x3 ai cantonali o in mezzera, oppure di sezioni circolare Ø50, per la recinzione elettrosaldata o altra tipologia, con nervature orizzontali e verticali, di comprovata resistenza. Generalmente il materiale è in acciaio zincato, rivestito con polveri termoindurenti di poliestere. Invece i pali per recinzione zincati, in ferro galvanizzato, hanno il vantaggio di essere resistenti agli agenti atmosferici, sono robusti, facili da impiantare e non hanno bisogno di particolare manutenzione, molto adatti a terreni particolarmente aggressivi e molto meno sensibili a passivazioni . Per le recinzioni si adotta un massima distanza di 2,5 m tra un sostegno e l'altro

11.1.1.2 Pali per videosorveglianza

I pali per videosorveglianza possono essere piantati direttamente nel terreno utilizzando un mazzuolo tenendo conto di un adeguata lunghezza di infissione. Si predilige per una maggiore stabilità, inserirli in buche di dimensioni 70x80x80 cm e fissarli con malta o cemento o utilizzare pozzetti prefabbricati di pari dimensioni con vano accessibile ai cavi. Quest'ultima è di gran lunga la soluzione più utilizzata. Tutti i pozzetti dovranno essere sistemati su un letto di sabbia di almeno 10 cm

La dimensione del palo per telecamere commerciale varia in base al produttore. La dimensioni più ricorrente, come diametro alla base, è di 104 mm con sezioni ridotte via via in altezza. Generalmente le altezze non superano i 4,0 metri. Si fa note che le normative di riferimento per la videosorveglianza sono la Norma CEI EN 62762-1-1 e la Norma CEI EN 62762-1.

11.1.1.3 Indicazioni per la sicurezza geotecnica

Secondo schede e dati tecnici dei prodotti scelti so dovrà verificare:

- osservare che i carichi di progetto, siano rispettati:
- $R_d < E_d$
 - Verifica capacita portante;
 - Verifica allo scorrimento;
 - Verifica capacita portante verticale
 - Verifica allo scorrimento orizzontale;

12 CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI TECNICHE

Il livello di compatibilità dell'intervento con la situazione esistente e le eventuali prescrizioni tecniche da seguire prima, durante o dopo la realizzazione dell'opera sono da sintetizzare in :

12.1.1 Prescrizioni:

1. Opere a carattere reversibile;
2. Aumentare il numero di sondaggi (prove dinamiche o statiche) al fine di ridurre i coefficienti di correlazione al sito e maggiore conoscenza delle caratteristiche, geologiche, geotecniche e idrologiche del sito, considerando un numero ragionevole di prove, tenendo conto delle relative correlazioni e della natura prevalentemente sabbiosa del terreno (Frequenza indagini, CPT , SPT curve granulometriche). In tal senso è necessario condurre ulteriori prove nell'area di PIEVE ALBIGNOLA.
3. In relazione a ciò si fa noto che la distanza media delle prove è maggiore di 500 m, anche se, si è potuto evidenziare, che le caratteristiche geotecniche rilevate, risultano tra loro omogene, nonostante l'estensione dell'intervento, mostrando coerenza con gli obiettivi del quadro conoscitivo richiesto del sito, di fase preliminare.
4. Al fine di tener conto della presenza di nappe idriche o falde più superficiali, non rilevabile in alcuni periodi stagionali, si rende necessario un monitoraggio dell'area, sufficiente a calibrare la sensibilità delle opere geotecniche alla verifica a breve termine (CND);

12.1.2 Indicazioni:

1. Eseguire prove su pali pilota (IPE160 o sulla tipologia alternativa scelta), condizione utile anche per le fasi successive di cantierizzazione e collaudi e o prove di PULL-OUT ;
2. Ulteriori condizioni e considerazioni tecnico-economiche:
 - a. Valutare pali a sezioni chiusa in acciaio Ø16 cm, o comunque pali con la capacità di lavorare in punta, per aumentare la portanza dell'opere geotecniche profonde ed/o ridurre la lunghezza di infissione;
3. Ridistribuzione dei carichi secondo schemi di fondazioni profonde con più punti di infissione, secondo la tipologia di opera struttura in elevazione scelta;

Per le opere superficiali si prescrivono le consuete condizioni di realizzazione secondo lo stato dell'arte,

- indicazione costruttive e carichi tipologici dati dalla norma CEI 78-17:2015 : EX 0-15
- Strati di pulizia dei piani di fondazione, calcestruzzo "magro" (comunemente chiamato magrone) con una percentuale ridotta di cemento, consigliato 10 cm, sbordo, spessore 10 cm;
- Eseguire Sottofondazione in "misto granulare calcareo" (A1a–CNR UNI 10006) opportunamente umidificato ed addensato con mezzi vibranti per tutto lo spessore su terreni interessati da opere di fondazioni superficiale nei terreni SABBIOSI-LIMOSI o con sensibile caratterizzazione coesiva ;
- Opere di drenaggio;

13 ALLEGATI

- a) Relazione Geologica e Sismica:
Dott. Geol. Raffaele Di Ceglie, Dott. Geol. Alfonso Russi;– REL006
- b) Relazione Idrologica e Idraulica:
Dott. Geol. Raffaele Di Ceglie, Dott. Geol. Alfonso Russi;– REL008
- c) Indagine geofisica tramite tecnica MASW - "DORNO-SCALDASOLE " Dott. Geol. Raffaele Di Ceglie;
- d) Prove dinamiche DPSH a cura Dott. Geol. di Perotti R. e C. di Gropello Cairoli - Servizi Geologici snc (PV);

14 CONCLUSIONI

- L'elaborazione dei dati acquisiti delle indagini con il livello conoscitivo correlato e gli studi condotti, hanno permesso di definire le caratteristiche geotecniche salienti, secondo il principio di "larga massima", del substrato di fondazione superficiale e delle opere di fondazione profonde “,

Macro Area di Scaldasole:

- a) DPSH1: Tutte le zone sondate presentano strutture stratigrafiche moderatamente addensate o poco addensate, con caratteristiche prevalentemente incoerenti. La portanza in questa zona è maggiore per le opere di fondazione profonde, con coefficienti di sicurezza superiori rispetto alle altre aree. I coefficienti per le opere di fondazione superficiali sono buoni, ma non massimi rispetto alla zona adiacente di Dorno.
- b) DPSH2 e DPSH3: Queste aree presentano strutture omogenee a DPSH1, con spessori variabili e distinte degli strati ma con evidente continuità con l'area adiacenti di Scaldasole, senza evidenziare rovesciamenti degli strati o presenza di lenti. I valori di portanza, però sono leggermente inferiori, per le opere di fondazione profonde, rispetto alle zone adiacenti più a nord (DPSH1). Tuttavia, in DPSH2 si rileva la massima portanza per le opere di fondazione superficiali.

Macro Area di Dorno (Sannazzaro):

- c) DPSH4: Questa zona presenta caratteristiche simili a quelle delle prove precedenti, ma con valori di portanza ancora più bassi, sia per le opere di fondazione superficiali che per quelle profonde. Quest'area di Dorno ha la portanza minima rispetto a quelle rilevate.

Macro Area di Pieve Albignola:

- d) Questa zona è attribuibile gli stessi risultati e le stesse considerazioni dedotte per Dorno (Sannazzaro) –DPSH4.

Tanto si doveva per l'incarico ricevuto.

Dorno, 18/07/2024

Ing. Raneri Simone

