



## FOLIGNANO (AP)

### REALIZZAZIONE DI MODULI SCOLASTICI PER LA SCUOLA INFANZIA DI PIANE DI MORRO DA REALIZZARE IN FOLIGNANO CAPOLUOGO

**PROGETTISTI:**



STUDIO TECNICO GRUPPO MARCHE  
Contrada Potenza, 11 62100 Macerata  
P.Iva 00141310433  
Tel. +39 0733 492522  
azienda certificata ISO 9001:2015 - ISO 14001:2015

**COLLABORATORI  
PROGETTO ARCHITETTONICO:**

Arch. Elisa Scalabroni  
Ing. Jessica Ionni  
Arch. Marco Marozzi

## Progetto Esecutivo

## Elaborati generali

# RELAZIONE GEOTECNICA

Repertorio/Posizione 2799/01

Data Settembre 2019

Verificato da AC

# E-GH

## Scala

N.	Descrizione	Data
0	Prima Emissione	Set 2019
1	Revisione	Set 2019
2	Revisione	Ago 2020
3	Revisione	Set 2020
4	Revisione	Set 2020





Comune di Folignano

REALIZZAZIONE DI MODULI SCOLASTICI PER LA SCUOLA INFANZIA DI PIANE DI  
MORRO DA REALIZZARE IN FOLIGNANO CAPOLUOGO

**Progetto Esecutivo**

RELAZIONE GEOTECNICA

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. INDAGINI.....</b>	<b>3</b>
<b>3. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....</b>	<b>3</b>
<b>4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>6</b>
<b>5. SISMICITÀ.....</b>	<b>7</b>
5.1. Categoria di sottosuolo .....	7
5.1.1. Amplificazione stratigrafica .....	8
5.2. Categoria topografica .....	8
5.2.1. Amplificazione topografica .....	9
5.3. Amplificazione sismica .....	9
<b>6. FONDAZIONI .....</b>	<b>10</b>
<b>7. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE FONDAZIONI SECONDO NTC 2018.....</b>	<b>11</b>
7.1. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE FONDAZIONI SU PALI .....	14
7.1.1. Caso 1 .....	15
7.1.2. Caso 2 .....	18
7.1.3. Caso 3 .....	21
7.1.4. Sollecitazioni di progetto .....	26
<b>8. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLE PARATIE SU PALI.....</b>	<b>27</b>
8.1. Paratia a protezione del confine .....	27
8.1.1. Paratia L=12 m, D = 60 cm .....	27
8.1.2. Paratia L=10 m, D = 60 cm .....	28
<b>9. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE MURI DI SOSTEGNO.....</b>	<b>30</b>
9.1. Verifiche geotecniche .....	30
9.1.1. Verifica a scorrimento .....	31
9.1.2. Carico limite .....	32
9.1.3. Verifica a ribaltamento .....	35
9.2. Calcolo delle armature .....	37
<b>10. TERRE ARMATE .....</b>	<b>42</b>
10.1. PREMESSA .....	42
10.2. PARAMETRI DI PROGETTO .....	43
10.2.1. Caratteristiche del terreno .....	43
10.2.2. Caratteristiche della Geogriglia .....	43
10.2.3. Geometria modello geotecnico .....	44
10.2.4. Geometria terre armate .....	50
10.2.5. Carichi applicati .....	51
10.3. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO .....	52
10.4. CALCOLO AZIONE SISMICA.....	53
10.4.1. Descrizione azione sismica applicata .....	53
10.4.2. Parametri di calcolo adottati .....	54
10.5. RISULTATI DI CALCOLO .....	55
10.5.1. Risultati di calcolo PRE-Intervento .....	55
10.5.2. Risultati di calcolo POST- Intervento.....	58
10.6. DESCRIZIONE INTERVENTO .....	62

## 1. PREMESSA

La seguente relazione riguarda la realizzazione della nuova scuola sita a Folignano in provincia di Ascoli Piceno.

## 2. INDAGINI

Nel Maggio 2011 il Dott. Geologo Ugo Cittadini ha redatto relazione geologica a supporto della progettazione per plesso scolastico in località Via Vie Vecchie, Folignano (AP). Sono state allora eseguite sia prove geomeccaniche che geofisiche per lo studio delle caratteristiche dei terreni di fondazione e delle problematiche esistenti del sito di progetto.

Lo studio del sito si è avvalso dell'analisi della cartografia esistente, satellitare, topografica e geologica di larga scala, nonché di un accurato rilievo di campagna, con rilievo delle litologie presenti in area sedime e oltre. E' stata effettuata una descrizione accurata della situazione geologica, idrogeologica e geomorfologica del sito di progetto della zona, descrizione suffragata con i dati ottenuti mediante lo svolgimento di n° 3 prove penetrometriche pesanti Statiche (cpt) effettuate lungo l'asse NW-SE del lotto in esame (circa 9000 mq) e n° due prove geofisiche a rifrazione e masw eseguite in asse longitudinale e trasversale dello stesso lotto, al fine di conoscere in dettaglio l'andamento stratigrafico del sito e le sue caratteristiche geotecniche.

Le nuove NTC 2018 hanno delle novità rispetto alle NTC 2008 come l'abbandono del parametro  $V_{s,30}$  a favore del parametro "velocità equivalente" nella definizione delle categorie di sottosuolo. Per tale motivo, a Maggio 2019, è stato effettuato un adeguamento di Relazione geologica alle NTC 2018 dallo stesso Dott. Geologo Ugo Cittadini.

## 3. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

L'area oggetto di indagine è situata, come detto in precedenza, nel territorio comunale di Folignano ad una quota media di circa 275 m s.l.m.

Cartograficamente detta zona risulta compresa nella carta topografica IGM in scala 1 : 25.000 "Civitella del Tronto" III° quadrante N.E. La designazione di punto nel reticolato chilometrico di Mercatore (sistema U.T.M.)

Le prove hanno evidenziato una stratigrafia semplice con una copertura detritica limo sabbiosa di circa 10 mt al di sopra del bed rock arenaceo della formazione della Laga in evidenza per affioramento stradale nelle vicinanze del lotto indagato. L'analisi geomorfologica e della recente cartografia P.A.I (Piano stralcio di Assetto Idrogeologico per il Fiume Tronto) non ha evidenziato emergenze idrogeologiche, l'area risulta quindi stabile ma con uno strato superficiale di terreno scarsamente portante (copertura limo sabbiosa).

L'aspetto morfologico dell'area di Folignano è collinare, con rilievi non superiori ai 400 mt slm di quota, essenzialmente arenacei, definendo un paesaggio dolce con depositi eluvio-colluviali (principalmente eluviali cioè senza trasporto rilevante) sui versanti collinari, conseguenza spesso dell'attività antropica, terrazzi fluviali prodotti in ambiente freddo (glaciale) con riduzione della copertura boschiva e conseguente maggior erosione dei versanti. Il terrazzo del 3° ordine ha una

## RELAZIONE GEOTECNICA

datazione assoluta risalente al Wurm ( misure radiometriche Damiani e Moretti 1969, Alessio et Alii 1979) mentre i più antichi (1° e 2° ordine) risalgono al Pleistocene Medio.

L'area in studio ha una pendenza morfologica media limitata ( $< 10\%$  con angolo di scarpa  $\alpha = 6^\circ$ ), localmente si ha una pendenza maggiore per i movimenti di terreno dovuti ad attività agricola di lunga durata, assenza di drenaggi e quindi possibilità di accumuli ridotti a poche decine di metri con pendenze maggiori ( mai  $> 12^\circ = \alpha$ ) verso il lato SE del lotto in esame.

L'area è stata attentamente osservata in sopralluogo e non sono stati rilevati elementi geomorfologici di dissesto, fessurazioni, soliflussi o altro, stante la bassa pendenza, il bed rock arenaceo si ritrova circa a 10 mt dal piano campagna (PC), si ha quindi uno spessore di circa 10-12 mt di materiale terrigeno limo sabbioso eluviale, il cui assetto stratigrafico è stato ben individuato dalle prove sismiche, che mostrano un assetto stabile sia per i limi sabbiosi superficiali che per i limi argillosi intermedi, senza particolari ispessimenti dovuti a fenomeni gravitativi. Il vigente P.A.I. (Piano Stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico del fiume Tronto) infatti non rileva aree in dissesto per l'area in esame né per rischio idrogeologico ( R) né per esondazione (E) stante anche la sua lontananza da un corso d'acqua di esigua portata ( Torrente Marino, 400 mt a S del sedime). L'area è quindi priva di rischio geomorfologico (inteso come rischio da frana o da intensa erosione), la realizzazione del plesso scolastico avrà quindi un'interazione prettamente geotecnica sui terreni fondali ma non avrà ripercussioni sull'ambiente geomorfologico, da ritenersi stabile, è chiaro che eventuali fronti di scavo sub verticali a servizio dell'erigenda opera sono da intendersi come opere puntuali la cui stabilità è al contrario da verificare e da preservare in corso d'opera.

La geologia del territorio di Folignano (AP) è particolarmente interessante per le numerose evidenze geologiche presenti in un territorio ristretto, infatti 1 km a W dal capoluogo, è presente il fronte di sovrascorrimento (faglia inversa) della Montagna dei fiori, che fa parte di un più complesso meccanismo tettonico che inizia nel Tortoniano ( 11 MA ) piano intermedio del Miocene, con la genesi embrionale dell'avanfossa periadriatica esterna che avrà nel Messiniano ( 7 MA) il suo acme, innescando una forte introduzione di sedimenti sabbiosi per colate di torbida nelle depressioni che nel Pliocene inferiore ( 5MA) costituiranno a tutti gli effetti un sistema tettonico thrust-belt, con spinte compressive verso NE che dislocheranno per tutto il Pliocene le grandi catene montuose interne ( di cui la Montagna dei Fiori e la Maiella a Sud sono gli elementi più esterni) che sovrascorrono sulle torbiditi mioceniche. Lo stile tettonico dominante è quello delle faglie inverse e delle pieghe a volte di dimensioni ciclopiche ( piega sinclinalica con vergenza ad oriente sugli strati torbiditici di Porta Cartara ad Ascoli Piceno ad es. ), mentre a partire dal Pliocene superiore (3,5 MA) inizia una tettonica distensiva (ancora in atto) con uno stile tettonico prevalentemente incentrato sull'attivazione di faglie dirette che hanno creato anche notevoli esempi di depressioni tettoniche (Norcia-Cascia-Castelluccio-Colfiorito etc). L'attività distensiva è tuttora responsabile dei terremoti che interessano l'area vasta dell'Italia centrale e di cui l'area Picena subisce di riflesso gli effetti ( si ricordano i terremoti del 1997 e del 2009) anche con danni notevoli pur non essendo area epicentrale. Nel 2016 il 24 agosto alle ore 3.36 un terremoto di grande magnitudo ( $MW = 6,0$ ) ha provocato la distruzione di comuni come Amatrice (RI), Arquata del Tronto (AP), Accumoli (RI) e moltissime frazioni, con la perdita di centinaia di vite umane. L'epicentro di questo sisma è nell'area di Accumoli (RI). Questo terremoto avvenuto senza fore

## RELAZIONE GEOTECNICA

shocks o scosse preliminari ha dato inizio ad una sequenza sismica epocale, che ha avuto eventi devastanti nei giorni 26/10/2016 con una scossa di MW pari a 5,9 ed epicentro a Castel S. Angelo sul Nera (MC), il 30/10/2016 con il main shock di 6,5 MW, epicentro 5 km NE di Norcia (PG) coinvolgendo pesantemente settori dell'Italia centrale non danneggiati seriamente dalla scossa del 24 agosto, portando la distruzione in gran parte delle Marche, Umbria e Lazio orientale, il 18/1/2017 infine ben 11 scosse > 4,0 MW con 4 eventi > 5,0 MW e scossa principale di 5,5 MW hanno devastato l'Abruzzo settentrionale con epicentri nell'area di Capitignano-Campotosto (AQ); le scosse susseguitesesi nei mesi a partire dal 24/8/2016 sono state ben oltre 100.000, denotando una sequenza sismica di potenza immane. Il movimento di vari settori di faglia diretta ad andamento appenninico mobilitati nei giorni summenzionati ha prodotto un rigetto di un metro ben visibile sul fianco Ovest del Monte Vettore. Folignano (AP) ha risentito fortemente tutti i terremoti summenzionati, con intensità del 6°-7° grado Mercalli ma con locali amplificazioni dovute localmente alla componente topografica e stratigrafica. Le accelerazioni  $A_{gh}$  sono state in generale comprese nell'attuale normativa sismica del territorio italiano, Folignano è infatti compresa nella seconda classe sismica con accelerazioni attese  $A_{gh}$  fino a un massimo di 0,25 g.

L'area in studio è caratterizzata dalla presenza della Formazione della Laga, arenarie di torbida mioceniche che, distinte in membri stratigrafici sono qui presenti col membro evaporitico, cioè arenarie frammiste a gesso ( $CaSO_4$ ) messiniane (Messiniano superiore 6/7 MA), piano temporale in cui l'intero bacino mediterraneo fu interessato da una potente riduzione in un bacino ipersalato con conseguenti depositi salini. I gessi sono stati trovati in affioramento stradale all'altezza del Ponte sul Torrente Marino, 400 mt a Sw dal sedime.

Le arenarie si presentano in affioramento in strati a inclinazione molto variabile financo verticali, ricche in laminazioni convolute, impronte di carico etc, bioturbate (strati con % di cemento ridotte, membro evaporitico e post Ev.), le notevoli fratturazioni degli strati, e il loro alto grado di disturbo ben si spiegano con la vicinanza del fronte di sovrascorrimento della Montagna dei Fiori (1 km a Occidente dal sedime).

Al di sopra delle arenarie, qui bed rock (formazione di base), messiniane si trova la copertura limo sabbiosa eluviale, cioè il prodotto dell'erosione e della degradazione sia meccanica che chimica delle rocce di base (vedi fig 13), lo spessore indagato nel dettaglio non è >10/12 mt, comprendente anche il regolite cioè lo strato di poca potenza al limite tra la roccia inalterata e la sovrastante copertura che per carico statico ha (**in assenza di falda**) generalmente migliori parametri geotecnici a maggior distanza dal PC. La copertura (cartografabile solo in scale di grande dettaglio) è di recente formazione, con incremento dovuto all'attività antropica storica di uso agricolo. In prossimità del T. Marino si trovano le alluvioni terrazzate del 3° ordine, pleistoceniche (WÛRM) in spessore ben definito dall'erosione (6,5 mt al bordo erosivo).

## 4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Il rilevamento geologico e geomorfologico di superficie, insieme ai risultati dei sondaggi geognostici reperiti, hanno permesso di risalire alla seguente successione litostratigrafica e alle caratteristiche geotecniche dei terreni presenti:

- **STRATO n. 1 da 0.00 m a 5.0 m circa dal p.c.**

Copertura, detrito da erosione limo sabbioso:

$$\gamma = \text{peso di volume} = 1.85 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = \text{angolo di attrito interno} = 23^\circ$$

$$C_u = \text{coesione non drenata} = 0.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ed} = \text{modulo edometrico} = 1 \text{ MPa}$$

- **STRATO n. 2 da 5.00 m a 9.00/12.00 m circa dal p.c.**

Limo argillo-sabbioso:

$$\gamma = \text{peso di volume} = 1.9 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = \text{angolo di attrito interno} = 25^\circ$$

$$C_u = \text{coesione non drenata} = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ed} = \text{modulo edometrico} = 3 \text{ MPa}$$

- **STRATO n. 3 da 9.00/12.00 m dal p.c.**

Arenarie di base:

$$\gamma = \text{peso di volume} = 2.2 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = \text{angolo di attrito interno} > 30^\circ$$

$$E_{ed} = \text{modulo edometrico} = 62 \text{ MPa}$$

## 5. SISMICITÀ

### 5.1. Categoria di sottosuolo

Nel capitolo 3.2.2. delle NTC 2018 nella tabella 3.2.II vengono definite le categorie di sottosuolo, distinzione che si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,eq}$  di propagazione delle onde di taglio.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

A seguito delle prove geologiche e geofisiche effettuate nell'area in esame, sono stati riscontrati tre strati o sismostrati a differente velocità:

- Strato n. 1 con spessore medio di 3.00 m e  $V_s = 150$  m/s
- Strato n. 2 con spessore medio di 9.00 m e  $V_s = 250$  m/s
- Strato n. 3 con spessore medio fino a 30 m di 18.00 m e  $V_s = 980$  m/s

La profondità  $H$  dove viene raggiunta e superata la  $V_s$  800 m/s è 12 mt con un forte contrasto di impedenza.

La categoria di sottosuolo quindi viene ricalcolata in base alle nuove NTC 2018 secondo la seguente procedura:

#### Categoria E

Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30m.

Per velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

## RELAZIONE GEOTECNICA

Dove  $N$  è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore  $h(\text{strato})$  e dalla velocità delle onde  $S V_s(\text{strato})$ . Per  $H$  si intende la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s. ( bed rock locale a -12,0 mt dal pc ). Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Dati		
Numero di strati		2
Profondità piano di posa		m
Nr	Spessore	Velocità
1	3	150.2
2	9	250.3

Si denota una profondità complessiva pari a 12 m e un  $V_{s,eq} = 214.55$  m/s da cui si ricava la Categoria del sottosuolo **E**.

### 5.1.1. Amplificazione stratigrafica

L'amplificazione stratigrafica per categoria di sottosuolo E risulta pari a  $S_s = 1,37$  (SLV) secondo le formulazioni previste dalle NTC 2018 nella Tabella 3.2.IV di seguito riportata.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

### 5.2. Categoria topografica

L'area oggetto di studio presenta una bassa inclinazione con  $i \leq 15^\circ$ . Pertanto dal punto di vista topografico, come indicato nella tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018, rientra nella categoria topografica **T1 ovvero superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .**

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

### 5.2.1. Amplificazione topografica

Le sollecitazioni sismiche e la risposta delle strutture ad esse, risultano diverse anche da luogo a luogo a seconda della condizione topografica, pertanto per tener conto dell'amplificazione locale (di sito) in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella tabella seguente, in funzione della categoria topografica precedentemente individuata e dell'ubicazione dell'opera.

**Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La topografia quindi non è in questo caso un fattore di amplificazione sismica, infatti secondo le indicazioni fornite dalla precedente tabella (3.2.V delle N.T.C. 2018),  $S_T = 1.0$ .

### 5.3. Amplificazione sismica

L'amplificazione sismica dovuta alle caratteristiche geotecniche e topografiche del sito ( $S$ ) è pari a:

$$S = S_s \times S_T = 1.37 \times 1.00 = 1.37$$

Il sedime (geologico) quindi può amplificare l'onda sismica in arrivo per effetto di sito stratigrafico. L'amplificazione rilevata per l'area di progetto (da ritenere comunque stabile geomorfologicamente) è di 1.37 ( $S_T \times C_c$ ). Inoltre, l'accelerazione massima attesa da normativa (Folignano = zona 2 OPCM 3519 25/4/2006) risulta pari a 0,25g, con peak acceleration (accelerazione di picco) conseguente massima attesa (valore cautelativo massimo) = 0,35g.

## 6. FONDAZIONI

Per il corpo scuola si è previsto di mettere in opera fondazioni profonde tramite la realizzazione di una platea su pali. La costruzione dovrà essere preceduta da un livellamento del terreno, con sterri e riporti, ad una quota prefissata pari a +273.50 m, corrispondente al livello +0.00.

È stata progettata una fondazione con pali trivellati di diametro 80 cm e lunghezza 10 m collegati alla platea, di spessore 0.30 m, tramite un plinto a sezione quadrata, 1.00x1.00 m, di altezza 0.60 m. Al fine di superare l'altezza del vespaio aerato, da realizzarsi al di sopra della platea ( $H = 35+5$  cm), sono state previste delle nervature di fondazione di sezione 40x40 cm.

Nelle diverse formule sono stati applicati tutti gli opportuni coefficienti di sicurezza delle attuali NTC 2018. È stata stimata una capacità portante ammissibile per tre casi relativi alla diversa stratigrafia riscontrabile nella direzione longitudinale dell'edificio.

In accordo al paragrafo 7.2.5 delle NTC 2018 le azioni trasmesse in fondazione deriveranno dall'analisi del comportamento dell'intera opera, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche. Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno saranno eseguiti assumendo come azioni in fondazione le , trasmessa dagli elementi sovrastanti, una tra le seguenti:

- Quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- Quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- Quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B".

I pali saranno armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo. Nei casi in cui gli effetti dell'interazione cinematica terreno-struttura siano considerati rilevanti, sui pali sarà assunta la condizione di sollecitazione più sfavorevole estesa a tutta la lunghezza del palo. Nei casi in cui sia necessario farne uso, i pali devono essere dimensionati per sopportare con adeguato margine sicurezza le sollecitazioni che derivano dall'analisi del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche. L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

## 7. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE FONDAZIONI SECONDO NTC 2018

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R} \left[ \gamma_R F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k / \gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = \gamma_E E_k$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

### COEFFICIENTI DA APPLICARE ALLE AZIONI (A1, A2)

I valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi sono riportati nella tabella seguente:

## RELAZIONE GEOTECNICA

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni					
	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

## COEFFICIENTI DA APPLICARE AI PARAMETRI GEOTECNICI (M1, M2)

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnica del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ ;

in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ ;

sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ .

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno				
Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

## COEFFICIENTI DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE DELLA FONDAZIONE SU PALI (R3)

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

## RELAZIONE GEOTECNICA

- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{ck}$  (o  $R_{tk}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti  $\xi$  deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

## 7.1.DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE FONDAZIONI SU PALI

Il calcolo della capacità portante delle fondazioni su pali devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci:

- **APPROCCIO1:**

Combinazione1 (A1+M1+R1)

Combinazione2 (A2+M2+R2)

- **APPROCCIO2:**

(A1+M1+R3)

Verrà utilizzato l'approccio 2, quindi verranno utilizzati i coefficienti parziali di seguito riportati.

### COEFFICIENTI PARZIALI

Azioni

(A1)

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	(A1)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0
	Sfavorevole		1.3
Carichi permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8
	Sfavorevole		1.5
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

Resistenze

(M1)

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale $\gamma_M$	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0
Peso dell'unità di volume	$\gamma_t$	$\gamma_\gamma$	1.0

Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Pali trivellati

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati
	$\gamma_R$	(R3)
Base	$\gamma_b$	1.35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.15
Totale (*)	$\gamma$	1.3
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto

Numero n di verticali di indagine

1

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

Numero di verticali indagate	
$\xi_3$	1.70
$\xi_4$	1.70

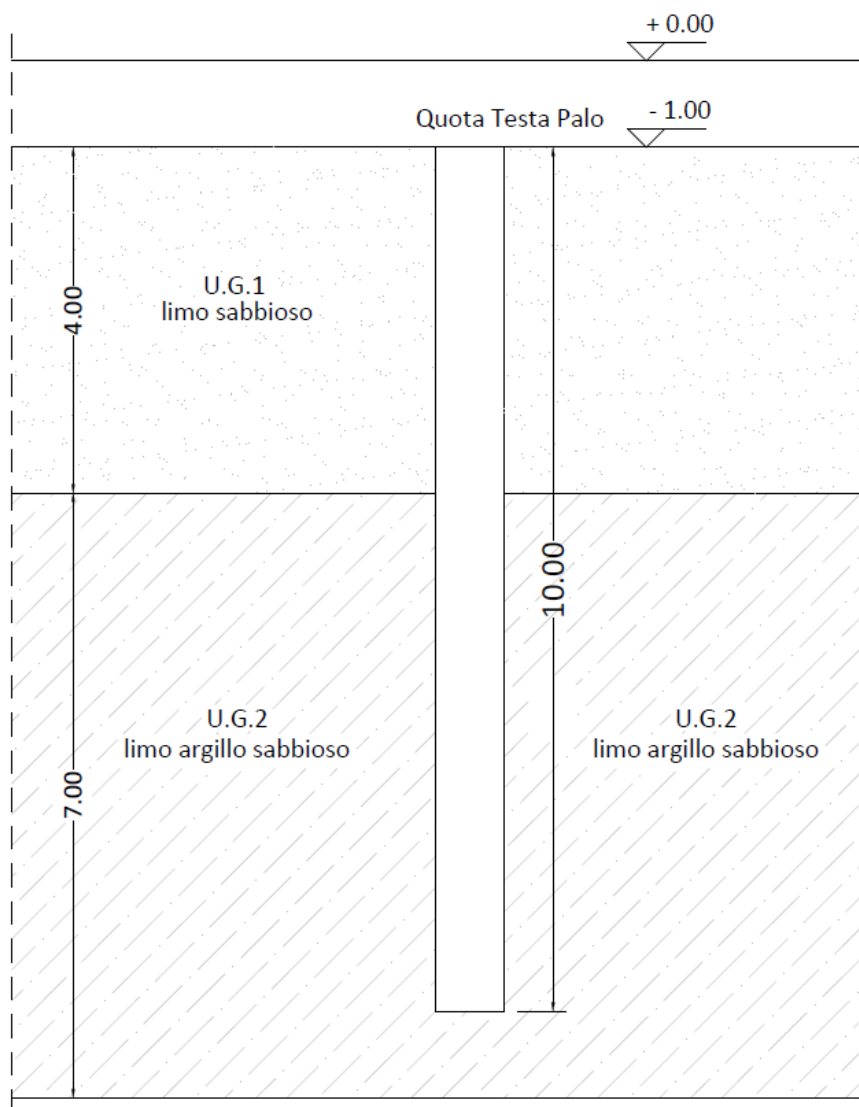
## RELAZIONE GEOTECNICA

Di seguito vengono riportati i calcoli della portata massima dei pali, per i diversi casi, e le sollecitazioni della struttura sui pali. Dal confronto si può vedere come il carico assiale trasmesso sul palo risulta sempre minore della rispettiva portanza del palo stesso. Le quote si riferiscono allo 0.00 corrispondente al piano di calpestio dell'edificio.

Saranno utilizzati pali di diametro pari a 0.80 m e lunghezza di 10,00 m.

**7.1.1. Caso 1**

Nella zona centrale della platea di fondazione, ove i movimenti terra non eccedono il metro di altezza, si considera la seguente stratigrafia:



## RELAZIONE GEOTECNICA

## GEOMETRIA E CARATTERISTICHE DEL PALO

Tipologia di palo		Pali trivellati		
Diametro	$\phi$	=	0.8	[m]
Immorsamento	$l$	=	2.40	[m]
Lunghezza del palo	$L$	=	10.00	[m]
Profondità della testa del palo	$z_p$	=	1.00	[m]
Peso specifico c.a.	$\gamma_{c.a.}$	=	25	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso del palo	$W$	=	125.66	[kN]

## CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Numero di strati attraversati	$n$	=	2
-------------------------------	-----	---	---

Strato 1	U.G.1 - Copertura, Detrito da erosione, Limo sabbioso
----------	---

Peso di volume	$\gamma_1$	=	18.5	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi_1$	=	23	[°]
Coesione drenata	$c'_1$	=	0.0	[kPa]
Coesione non drenata	$c_{u,1}$	=	90.0	[kPa]
Altezza dello strato	$H_1$	=	4.0	[m]

Strato 2	U.G.2 - Limo argilloso sabbioso
----------	---------------------------------

Peso di volume	$\gamma_2$	=	19.0	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi_2$	=	25	[°]
Coesione drenata	$c'_2$	=	0.0	[kPa]
Coesione non drenata	$c_{u,2}$	=	180.0	[kPa]
Altezza dello strato	$H_2$	=	6.0	[m]

## CARATTERISTICHE DELLA FALDA

Presenza della falda	No
----------------------	----

## RELAZIONE GEOTECNICA

## RESISTENZA LATERALE

## Strato 1

Tab. 13.2. Valori di  $k$  e  $\mu$  (pag. 378 - Viggiani)

Tipo di palo	Valore di $k$ per stato di addensamento	Valori di $\mu$
	sciolto	
Trivellato	0.5	0.42

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale media verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione efficace verticale $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione laterale $s_1$ [kPa]
0.00	37.00	37.00	7.85

## Strato 2

Tab. 13.2. Valori di  $k$  e  $\mu$  (pag. 378 - Viggiani)

Tipo di palo	Valore di $k$ per stato di addensamento	Valori di $\mu$
	sciolto	
Trivellato	0.5	0.47

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale media verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione efficace verticale $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione laterale $s_2$ [kPa]
0.00	131.00	131.00	30.54

## RESISTENZA ALLA PUNTA

## Strato 3

Da pag. 373 - Viggiani

Angolo di attrito (*)	$\varphi'$	=	22	[°]
Rapporto lunghezza/diametro del palo	$L/D$	=	13	[-]
Valore di $Nq$	$Nq$	=	6	[-]

(\*) Kishida (1967)

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione effettiva $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione alla punta $p$ [kPa]
0.00	188.00	188.00	1128.00

 Resistenza alla punta  $Q_p$  [kN] = 566.99

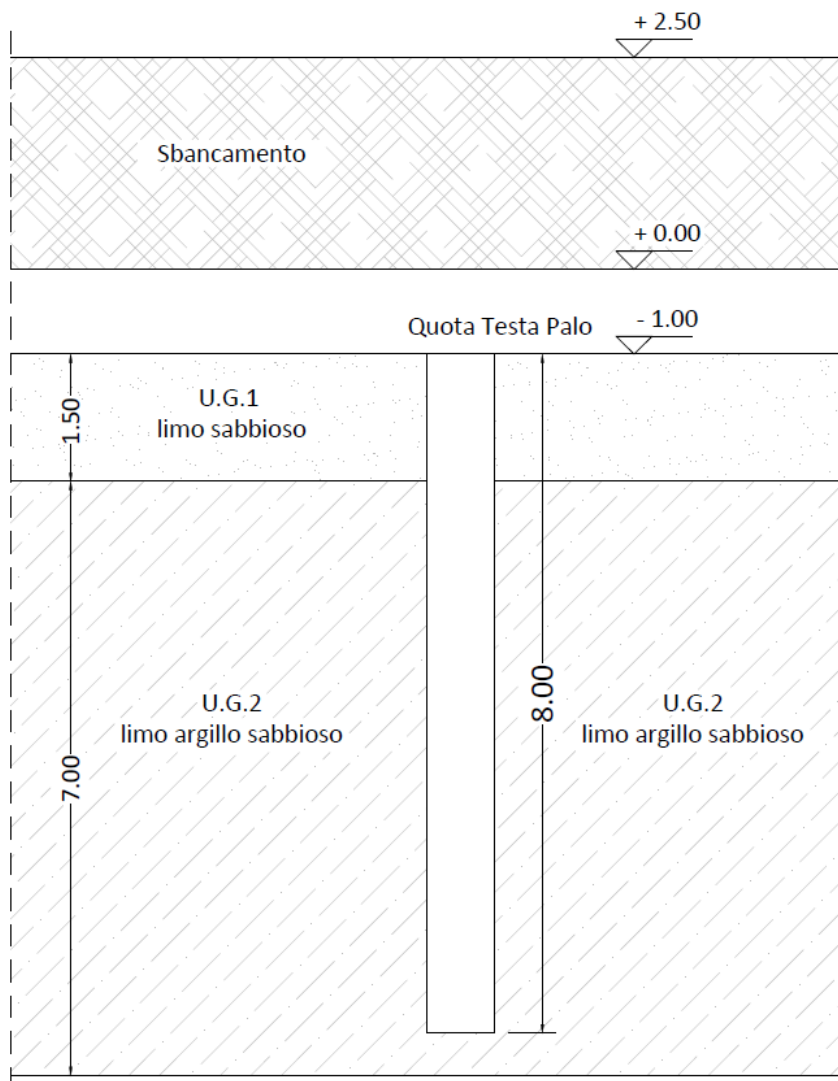
## CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL PALO

 Resistenza di progetto  $R_d$  [kN] = 708.62

## RELAZIONE GEOTECNICA

## 7.1.2. Caso 2

Per la zona a ovest della platea di fondazione verrà effettuato uno scavo di sbancamento di un'altezza massima pari a 2.50 m, come visibile dalla seguente stratigrafia:



In questo caso, dovrà porsi particolare attenzione in fase di trivellazione del palo, poiché lo strato della formazione di base potrà affiorare prima dei 10 m della lunghezza del palo stesso. Infatti si è verificata anche la portanza di un palo di profondità 8 m, nel caso in cui ci sia l'impossibilità di raggiungere i 10 m.

## RELAZIONE GEOTECNICA

## GEOMETRIA E CARATTERISTICHE DEL PALO

Tipologia di palo		Pali trivellati		
Diametro	$\phi$	=	0.8	[m]
Immorsamento	$l$	=	2.40	[m]
Lunghezza del palo	$L$	=	8.00	[m]
Profondità della testa del palo	$z_p$	=	1.00	[m]
Peso specifico c.a.	$\gamma_{c.a.}$	=	25	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso del palo	$W$	=	100.53	[kN]

## CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Numero di strati attraversati	$n$	=	2
-------------------------------	-----	---	---

Strato 1	U.G.1 - Copertura, Detrito da erosione, Limo sabbioso
----------	---

Peso di volume	$\gamma_1$	=	18.5	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi_1$	=	23	[°]
Coesione drenata	$c'_1$	=	0.0	[kPa]
Coesione non drenata	$c_{u,1}$	=	90.0	[kPa]
Altezza dello strato	$H_1$	=	1.0	[m]

Strato 2	U.G.2 - Limo argilloso sabbioso
----------	---------------------------------

Peso di volume	$\gamma_2$	=	19.0	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi_2$	=	25	[°]
Coesione drenata	$c'_2$	=	0.0	[kPa]
Coesione non drenata	$c_{u,2}$	=	180.0	[kPa]
Altezza dello strato	$H_2$	=	7.0	[m]

## CARATTERISTICHE DELLA FALDA

Presenza della falda	No
----------------------	----

## RELAZIONE GEOTECNICA

## RESISTENZA LATERALE

## Strato 1

Tab. 13.2. Valori di  $k$  e  $\mu$  (pag. 378 - Viggiani)

Tipo di palo	Valore di $k$ per stato di addensamento	Valori di $\mu$
	sciolto	
Trivellato	0.5	0.42

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale media verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione efficace verticale $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione laterale $s_1$ [kPa]
0.00	9.25	9.25	1.96

## Strato 2

Tab. 13.2. Valori di  $k$  e  $\mu$  (pag. 378 - Viggiani)

Tipo di palo	Valore di $k$ per stato di addensamento	Valori di $\mu$
	sciolto	
Trivellato	0.5	0.47

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale media verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione efficace verticale $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione laterale $s_2$ [kPa]
0.00	85.00	85.00	19.82

## RESISTENZA ALLA PUNTA

## Strato 3

Da pag. 373 - Viggiani

Angolo di attrito (*)	$\varphi'$	=	22	[°]
Rapporto lunghezza/diametro del palo	$L/D$	=	10	[-]
Valore di $Nq$	$Nq$	=	6	[-]

(\*) Kishida (1967)

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione effettiva $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione alla punta $p$ [kPa]
0.00	151.50	151.50	954.45

 Resistenza alla punta  $Q_p$  [kN] = 479.76

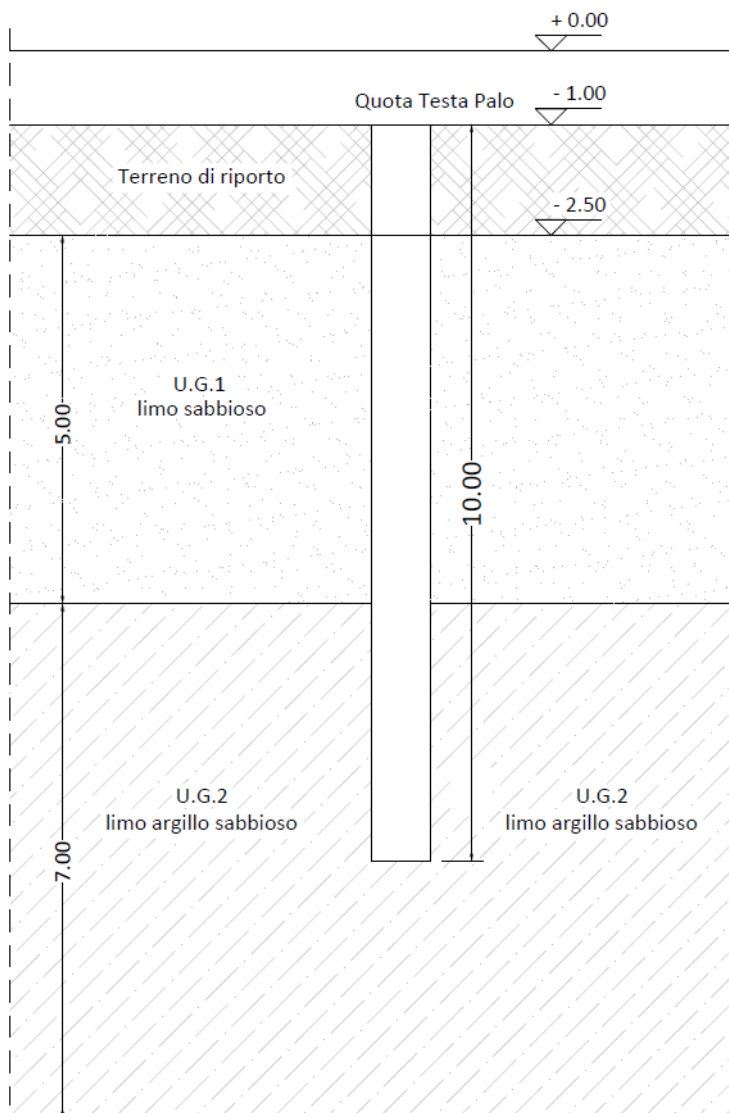
## CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL PALO

 Resistenza di progetto  $R_d$  [kN] = 527.87

## RELAZIONE GEOTECNICA

## 7.1.3. Caso 3

Per la zona a est della platea di fondazione verrà effettuato un rinterro di altezza massima pari a 2.50 m, come visibile dalla seguente stratigrafia:



In questo caso, si considera il contributo dello strato di riporto come attrito negativo nei confronti della portanza globale del palo, calcolato secondo la seguente relazione:

$$P_n = \beta_n \sigma'_{v0,m} A_L = 15.00 \text{ kN}$$

## RELAZIONE GEOTECNICA

## GEOMETRIA E CARATTERISTICHE DEL PALO

Tipologia di palo		Pali trivellati		
Diametro	$\phi$	=	0.8	[m]
Immorsamento	$l$	=	2.40	[m]
Lunghezza del palo	$L$	=	8.50	[m]
Profondità della testa del palo	$z_p$	=	1.00	[m]
Peso specifico c.a.	$\gamma_{c.a.}$	=	25	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso del palo	$W$	=	125.66	[kN]

## CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Numero di strati attraversati	$n$	=	2
-------------------------------	-----	---	---

Strato 1	U.G.1 - Copertura, Detrito da erosione, Limo sabbioso
----------	---

Peso di volume	$\gamma_1$	=	18.5	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi_1$	=	23	[°]
Coesione drenata	$c'_1$	=	0.0	[kPa]
Coesione non drenata	$c_{u,1}$	=	90.0	[kPa]
Altezza dello strato	$H_1$	=	3.5	[m]

Strato 2	U.G.2 - Limo argilloso sabbioso
----------	---------------------------------

Peso di volume	$\gamma_2$	=	19.0	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi_2$	=	25	[°]
Coesione drenata	$c'_2$	=	0.0	[kPa]
Coesione non drenata	$c_{u,2}$	=	180.0	[kPa]
Altezza dello strato	$H_2$	=	5.0	[m]

## CARATTERISTICHE DELLA FALDA

Presenza della falda	No
----------------------	----

## RELAZIONE GEOTECNICA

## RESISTENZA LATERALE

## Strato 1

Tab. 13.2. Valori di  $k$  e  $\mu$  (pag. 378 - Viggiani)

Tipo di palo	Valore di $k$ per stato di addensamento	Valori di $\mu$
	sciolto	
Trivellato	0.5	0.42

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale media verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione efficace verticale $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione laterale $s_1$ [kPa]
0.00	32.38	32.38	6.87

## Strato 2

Tab. 13.2. Valori di  $k$  e  $\mu$  (pag. 378 - Viggiani)

Tipo di palo	Valore di $k$ per stato di addensamento	Valori di $\mu$
	sciolto	
Trivellato	0.5	0.47

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale media verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione efficace verticale $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione laterale $s_2$ [kPa]
0.00	112.25	112.25	26.17

## RESISTENZA ALLA PUNTA

## Strato 3

Da pag. 373 - Viggiani

Angolo di attrito (*)	$\varphi'$	=	22	[°]
Rapporto lunghezza/diametro del palo	$L/D$	=	11	[-]
Valore di $Nq$	$Nq$	=	6	[-]

(\*) Kishida (1967)

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione effettiva $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione alla punta $p$ [kPa]
0.00	159.75	159.75	990.45

 Resistenza alla punta  $Q_p$  [kN] = 497.85

## CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL PALO

 Resistenza di progetto  $R_d$  [kN] = 513.94

Tuttavia tale verifica risulta piuttosto restrittiva rispetto alla reale situazione, poiché solo il palo sullo spigolo in basso a destra avrà un rinterro pari a 2.50 m di altezza. Si considera quindi per gli altri pali la portanza sotto calcolata, con un rinterro di 1.50 m:

#### GEOMETRIA E CARATTERISTICHE DEL PALO

Tipologia di palo		Pali trivellati		
Diametro	$\phi$	=	0.8	[m]
Immorsamento	$l$	=	2.40	[m]
Lunghezza del palo	$L$	=	9.50	[m]
Profondità della testa del palo	$z_p$	=	1.00	[m]
Peso specifico c.a.	$\gamma_{c.a.}$	=	25	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso del palo	$W$	=	125.66	[kN]

#### CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Numero di strati attraversati	$n$	=	2
-------------------------------	-----	---	---

Strato 1	U.G.1 - Copertura, Detrito da erosione, Limo sabbioso
----------	---

Peso di volume	$\gamma_1$	=	18.5	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi_1$	=	23	[°]
Coesione drenata	$c'_1$	=	0.0	[kPa]
Coesione non drenata	$c_{u,1}$	=	90.0	[kPa]
Altezza dello strato	$H_1$	=	4.5	[m]

Strato 2	U.G.2 - Limo argilloso sabbioso
----------	---------------------------------

Peso di volume	$\gamma_2$	=	19.0	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi_2$	=	25	[°]
Coesione drenata	$c'_2$	=	0.0	[kPa]
Coesione non drenata	$c_{u,2}$	=	180.0	[kPa]
Altezza dello strato	$H_2$	=	5.0	[m]

#### CARATTERISTICHE DELLA FALDA

Presenza della falda	No
----------------------	----

## RELAZIONE GEOTECNICA

## RESISTENZA LATERALE

## Strato 1

Tab. 13.2. Valori di  $k$  e  $\mu$  (pag. 378 - Viggiani)

Tipo di palo	Valore di $k$ per stato di addensamento	Valori di $\mu$
	sciolto	
Trivellato	0.5	0.42

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale media verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione efficace verticale $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione laterale $s_1$ [kPa]
0.00	41.63	41.63	8.83

## Strato 2

Tab. 13.2. Valori di  $k$  e  $\mu$  (pag. 378 - Viggiani)

Tipo di palo	Valore di $k$ per stato di addensamento	Valori di $\mu$
	sciolto	
Trivellato	0.5	0.47

Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale media verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione efficace verticale $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione laterale $s_2$ [kPa]
0.00	130.75	130.75	30.48

## RESISTENZA ALLA PUNTA

## Strato 3

Da pag. 373 - Viggiani

Angolo di attrito (*)	$\phi'$	=	22	[°]
Rapporto lunghezza/diametro del palo	$L/D$	=	12	[-]
Valore di $Nq$	$Nq$	=	6	[-]

(\*) Kishida (1967)

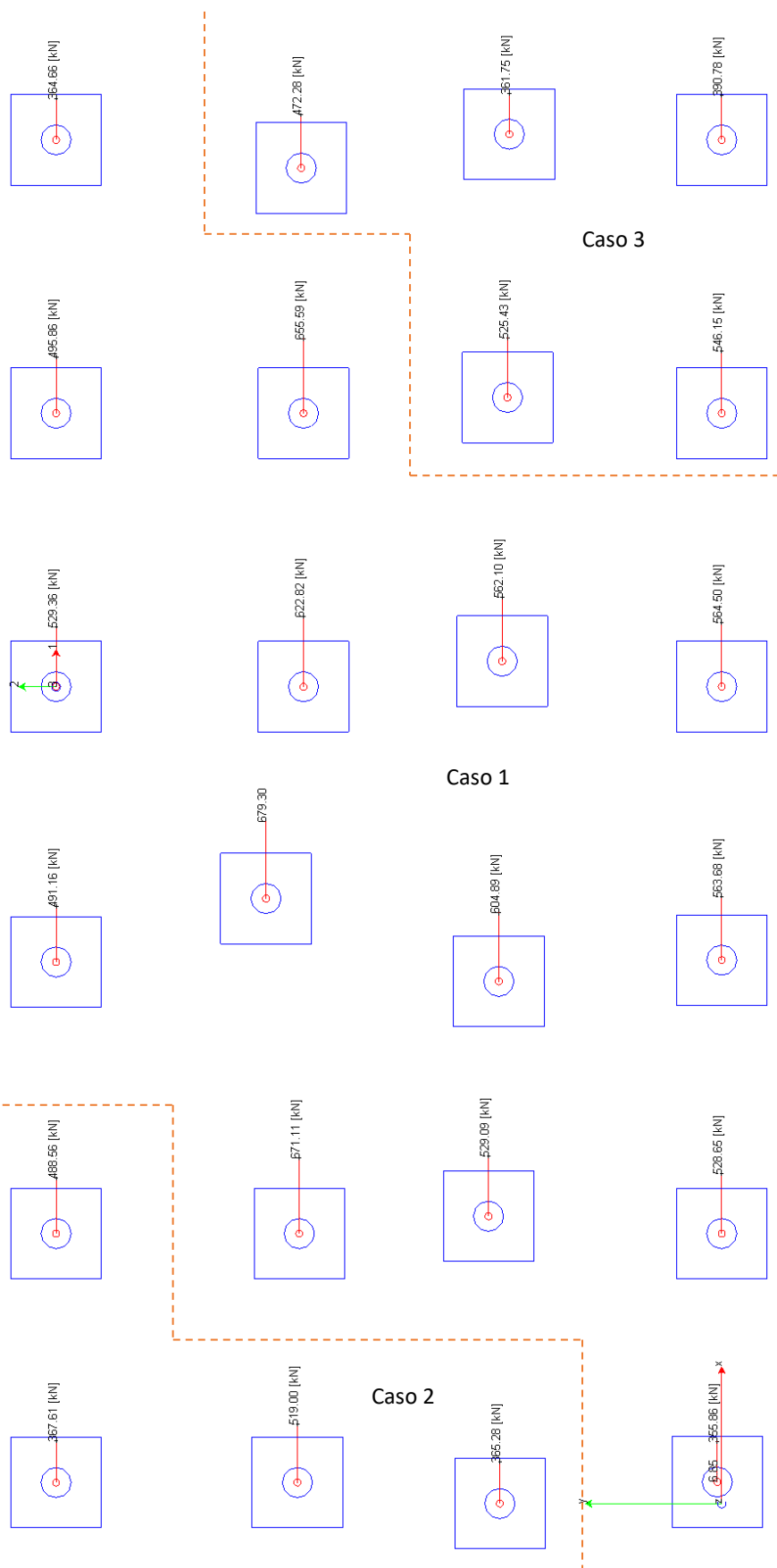
Pressione idrostatica $u$ [kPa]	Tensione totale verticale $\sigma_{vz}$ [kPa]	Tensione effettiva $\sigma'_{vz}$ [kPa]	Tensione alla punta $p$ [kPa]
0.00	178.25	178.25	1105.15

 Resistenza alla punta  $Q_p$  [kN] = 555.51

## CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL PALO

 Resistenza di progetto  $R_d$  [kN] = 633.82

## 7.1.4. Sollecitazioni di progetto



## 8. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLE PARATIE SU PALI

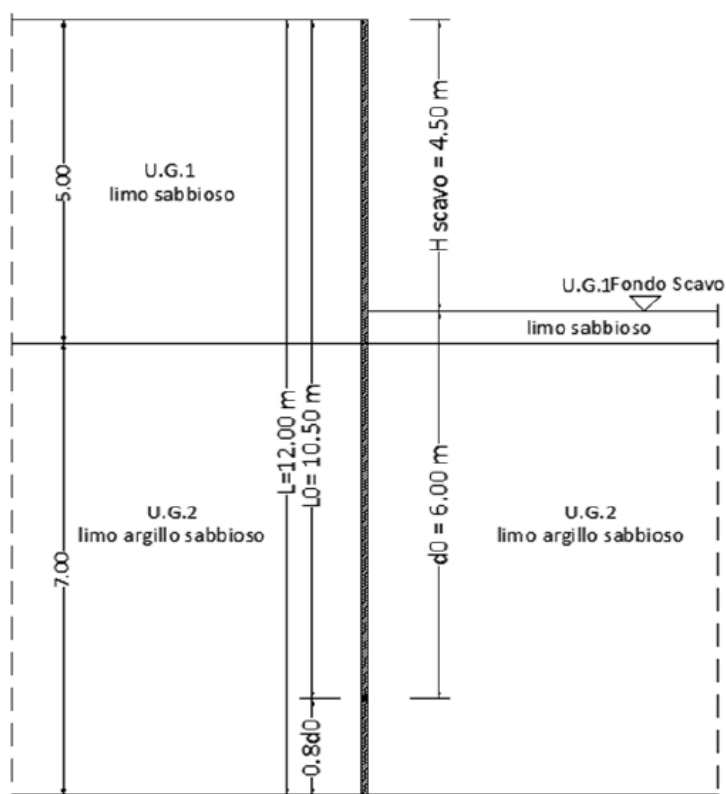
Al fine di garantire la sicurezza e limitare gli spostamenti indotti durante le fasi di scavo, sono state progettate delle opere di sostegno a ridosso del confine del lotto in esame. In particolare, verranno costruite paratie con pali accostati di diametro pari a  $D = 60$  cm con interasse  $i = 80$  cm e lunghezza variabile.

### 8.1. Paratia a protezione del confine

Per la paratia a protezione del confine, data pendenza del pendio a monte della paratia, si utilizzano pali con due lunghezze diverse. Nel tratto dove l'altezza di scavo massima è pari a 4.50 m si utilizza  $L=12$  m e  $D=60$  cm. Nel tratto dove l'altezza di scavo massima è pari a 3.00 m si utilizza  $L=10$  m e  $D=60$ . Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

#### 8.1.1. Paratia $L=12$ m, $D = 60$ cm

La paratia a protezione del confine è stata dimensionata con un'altezza di scavo pari a 4.50 m.



In questo caso si è ricavata una lunghezza del palo pari a 12 m ed un momento massimo  $M_d = 306$  kNm da cui deriva la seguente armatura:

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno  [cm]  
 Raggio interno  [cm]  
 N° barre uguali   
 Diametro barre  [cm]  
 Copriferro (baric.)  [cm]

**Sollecitazioni**

S.L.U.  kN  
 Metodo n  kNm  
 N<sub>Ed</sub>   
 M<sub>xEd</sub>   
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN   
 yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$    
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$    
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

**M<sub>xRd</sub>**  kN m

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Tipo Sezione**

☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☒ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

Vertici:  N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

### 8.1.2. Paratia L=10 m, D = 60 cm

La paratia a protezione del confine è stata dimensionata con un'altezza di scavo pari a 3.00 m. In questo caso si è ricavata una lunghezza del palo pari a 10 m ed un momento massimo  $M_d = 192$  kNm da cui deriva la seguente armatura:

## RELAZIONE GEOTECNICA

**Titolo :**

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno  [cm]  
 Raggio interno  [cm]  
 N° barre uguali   
 Diametro barre  [cm]  
 Copriferro (baric.)  [cm]

**N° barre**  **Zoom**

**Tipo Sezione**  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☒ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**Materiali**

**B450C** **C25/30**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$    
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

Vertici:  N° rett.   
 Calcola MRd  Dominio M-N   
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

Si riportano in allegato, per tutti i diversi casi, le verifiche geotecniche e strutturali in condizioni statiche e pseudostatiche.

## 9. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE MURI DI SOSTEGNO

I muri di sostegno presenti all'interno dell'area di intervento avranno un'altezza massima complessiva pari ad 1.50 m. Si riporta di seguito la verifica geotecnica ed il calcolo delle armature.

### 9.1. Verifiche geotecniche

Muro a sbalzo

Dati		
Hmuro	1.2	m
Ht	1.5	m
Df	0.5	m
q	2	KPa

Terreno in posto			
$\gamma$	18.5	KN/m <sup>3</sup>	
$\phi'_k$	23	gradi	0.401426 rad

Terreno in posto			
$\gamma$	18.5	KN/m <sup>3</sup>	
$\phi'_k$	23	gradi	0.401426 rad
$c'_k$	0	KPa	Si trascura la coesione

Verifiche in condizioni statiche e pseudostatiche di

SLU GLOBALI    Scorrimento  
                          Carico limite  
                          Ribaltamento

Utilizzando un approccio 2 (A1+M1+R3)

SLU LOCALI

## RELAZIONE GEOTECNICA

## 9.1.1. Verifica a scorrimento

Dati generali

	rad	grad
$\beta$	0	0
$i$	0	0
$\delta$	0	0

Verifica a scorrimento

Azione	Effetto	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2} = \gamma_Q$	$\gamma_{\varphi'}$	$\gamma_R$
Wm+Wr	fav	1	-	-	-
	sfav	1.3	-		
q	fav	-	0	-	-
	sfav	-	1.5		
Sa	fav	1	-	1	-
	sfav	1.3	-		
Sq	fav	-	0	1	-
	sfav	-	1.5		
T lim		-	-	-	1.1
		-	-		

Rankine

 $\alpha_{cr}$  56.5 gradi 0.986111 rad

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$$

$K_a$	0.438
-------	-------

$$S_{a,\gamma} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_a ; S_{a,q} = K_a \cdot q \cdot H$$

$S_{a,\gamma}$	9.12	KN/m
----------------	------	------

$S_{a,q}$	1.31	KN/m
-----------	------	------

1° tentativo, ipotizzo:

B	1.4	m
---	-----	---

Spessore	0.3	m
----------	-----	---

$b_2$	0.7	m
-------	-----	---

$W_m =$	$\gamma_{cls} (A_{fond} + A_{parete})$
---------	--

$W_m$	19.50	KN/m
-------	-------	------

$W_r$	15.54	KN/m
-------	-------	------

$qb_2$	1.4	KN/m
--------	-----	------

$E_d =$	$S_a \cdot \gamma_{G1} + S_q \cdot \gamma_{q1}$
---------	---

$E_d (q \text{ fav}) =$	11.85	KN/m
-------------------------	-------	------

$E_d (q \text{ sfav}) =$	13.82	KN/m
--------------------------	-------	------

 $b_2 = 2/3B$  (predimensionamento) $A_{fond} = B \cdot \text{spessore suola}$  $A_{parete} = H_p \cdot \text{spessore}$  $W_r = \gamma_r \cdot b_2 \cdot H_p$ 

$R_d =$	$((W_m \cdot \gamma_{G1} + W_r \cdot \gamma_{G1} + q \cdot b_2) \cdot \tan(\varphi'_{SK})) / \gamma_R$
---------	--

$R_d$	13.52	KN/m
-------	-------	------

$R_d$	14.33	KN/m
-------	-------	------

VERIFICA

$R_d$	/	$E_d$	$\geq$	1
-------	---	-------	--------	---

$q \text{ fav}$	1.141	OK
-----------------	-------	----

$q \text{ sfav}$	1.037	OK
------------------	-------	----

## RELAZIONE GEOTECNICA

## 9.1.2. Carico limite

Dati generali

	rad	grad
$\beta$	0	0
$i$	0	0
$\delta$	0	0

Verifica a carico limite

Azione	Effetto	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2} = \gamma_Q$	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_R$
W <sub>m</sub>	fav	1	-	-	-
	sfav	1.3	-		
W <sub>r</sub>	fav	1	-	-	-
	sfav	1.3	-		
q	fav	-	0	-	-
	sfav	-	1.5		
S <sub>a</sub>	fav	1	-	1	-
	sfav	1.3	-		
S <sub>q</sub>	fav	-	0	1	-
	sfav	-	1.5		
T <sub>lim</sub>	fav	-	-	-	1.4
	sfav	-	-		

Rankine

 $\alpha_{cr}$  56.5 gradi 0.986111 rad

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

K<sub>a</sub> 0.438

$$S_{a,\gamma} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_a ; S_{a,q} = K_a \cdot q \cdot H$$

S<sub>a</sub>  $\gamma$  9.118 KN/mS<sub>a</sub> q 1.314 KN/m

1° tentativo, ipotizzo:

B	1.4 m
---	-------

Spessore	0.3 m
----------	-------

b <sub>2</sub>	0.7 m
----------------	-------

b <sub>3</sub>	0.4 m
----------------	-------

W <sub>m</sub> =	$\gamma_{cls} (A_{fond} + A_{parete})$
------------------	--

W <sub>m</sub>	19.50 KN/m
----------------	------------

W <sub>r</sub>	15.54 KN/m
----------------	------------

q <sub>b2</sub>	1.4 KN/m
-----------------	----------

E <sub>d</sub> =	$w_m \cdot \gamma_{G1} + w_r \cdot \gamma_{G1} + q \cdot b_2 \cdot \gamma_Q$
------------------	--

E <sub>d</sub> (G fav, q fav) =	35.04 KN/m
E <sub>d</sub> (G fav, q sfav) =	37.14 KN/m
E <sub>d</sub> (Gsfav, qfav) =	45.55 KN/m
E <sub>d</sub> (Gsfav, qsfav) =	47.65 KN/m

R <sub>d</sub> =	$(B' \cdot q_{lim}) / \gamma_R$
------------------	---------------------------------

B' =	2a
------	----

a =	$\sum M(P) / \sum N$
-----	----------------------

## RELAZIONE GEOTECNICA

Calcoliamo M

$$M = M_{STAB} - M_{RIB}$$

M <sub>STAB</sub> (P)			
	F	Braccio	M <sub>STAB</sub>
w <sub>parete</sub>	9.00	0.55	4.95
w <sub>fond</sub>	10.50	0.70	7.35
w <sub>Rint</sub>	15.54	1.05	16.32
qb <sub>2</sub>	1.4	0.3	0.42

M <sub>RIB</sub> (P)			
	F	Braccio	M <sub>RIB</sub>
S <sub>av</sub>	9.12	0.50	4.56
S <sub>aq</sub>	1.31	0.75	0.99

M <sub>STAB tot</sub>	29.04	KN
-----------------------	-------	----

M <sub>RIB tot</sub>	5.54	KN
----------------------	------	----

$$M = M_{STAB} - M_{RIB} = 23.49 \text{ KN}$$

$$N = W_{tot} = E_d$$

Ed (G fav, q fav) =	35.04	KN/m
Ed (G fav, q sfav) =	37.14	KN/m
Ed (Gsfav, qfav) =	45.55	KN/m
Ed (Gsfav, qsfav) =	47.65	KN/m

a (G fav, q fav) =	0.67	m
a (G fav, q sfav) =	0.63	m
a (Gsfav, qfav) =	0.52	m
a (Gsfav, qsfav) =	0.49	m

B'	1.34	m
B'	1.27	m
B'	1.03	m
B'	0.99	m

$$q_{lim} = i_c \cdot N_c \cdot c' + i_q \cdot N_q \cdot \gamma \cdot D_f + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot i_\gamma \cdot N_\gamma$$

## RELAZIONE GEOTECNICA

Tipo di terreno	$i_q$	$i_c$	$i_\gamma$
Incoerente	$(1 - \text{tg} \delta)^m$	-	$(1 - \text{tg} \delta)^{m+1}$
Coesivo	1	$1 - \frac{m \cdot T}{N_c \cdot c_u \cdot B' L'}$	$\frac{m \cdot T}{N_c \cdot c_u \cdot B' L'}$
Dotato di attrito e coesione	$\left(1 - \frac{T}{N + B' L' c' \cdot \cot \varphi'}\right)^m$	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$	$\left(1 - \frac{T}{N + B' L' c' \cdot \cot \varphi'}\right)^{m+1}$

Se  $q_{H1}$  è parallela a B.  $m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$

Se  $q_{H1}$  è parallela a L.  $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$

Se  $q_{H1}$  forma con L un angolo  $\theta$ .  $m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$

Coefficienti di inclinazione del carico

$\varphi$ (°)	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$\varphi$ (°)	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
0	1,00	5,14	0,00	25	10,66	20,72	10,88
1	1,09	5,38	0,07	26	11,85	22,25	12,54
2	1,20	5,63	0,15	27	13,20	23,94	14,47
3	1,31	5,90	0,24	28	14,72	25,80	16,72
4	1,43	6,19	0,34	29	16,44	27,86	19,34
5	1,57	6,49	0,45	30	18,40	30,14	22,40
6	1,72	6,81	0,57	31	20,63	32,67	25,99
7	1,88	7,16	0,71	32	23,18	35,49	30,22
8	2,06	7,53	0,86	33	26,09	38,64	35,19
9	2,25	7,92	1,03	34	29,44	42,16	41,06
10	2,47	8,35	1,22	35	33,30	46,12	48,03
11	2,71	8,80	1,44	36	37,75	50,59	56,31
12	2,97	9,28	1,69	37	42,92	55,63	66,19
13	3,26	9,81	1,97	38	48,93	61,35	78,03
14	3,59	10,37	2,29	39	55,96	67,87	92,25
15	3,94	10,98	2,65	40	64,20	75,31	109,41
16	4,34	11,63	3,06	41	73,90	83,86	130,22
17	4,77	12,34	3,53	42	85,38	93,71	155,55
18	5,26	13,10	4,07	43	99,02	105,11	186,54
19	5,80	13,93	4,68	44	115,31	118,37	224,64
20	6,40	14,83	5,39	45	134,88	133,88	271,76
21	7,07	15,82	6,20	46	158,51	152,10	330,35
22	7,82	16,88	7,13	47	187,21	173,64	403,67
23	8,66	18,05	8,20	48	222,31	199,26	496,01
24	9,60	19,32	9,44	49	265,51	229,93	613,16

Fattori di capacità portante  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$ 

Da tabella

$N_c$	18.05
$N_q$	8.66
$N_\gamma$	8.2

m	2
---	---

	T	N	B'	$B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot \varphi'$	$\text{tg} \delta$	$i_\gamma$	$i_q$	$i_c$
(G fav, q fav)	10.43	35.04	1.34	0	0.2977	0.493	0.333	1.000
(G fav, q sfav)	10.43	37.14	1.27	0	0.2809	0.517	0.360	1.000
(Gs fav, q fav)	10.43	45.55	1.03	0	0.2290	0.594	0.451	1.000
(Gs fav, qsfav)	10.43	47.65	0.99	0	0.2189	0.610	0.470	1.000

q lim (G fav, q fav)	50.16	KN/m <sup>2</sup>
q lim (G fav, q sfav)	49.62	KN/m <sup>2</sup>
q lim (Gs fav, q fav)	82.63	KN/m <sup>2</sup>
q lim (Gs fav, qsfav)	83.28	KN/m <sup>2</sup>

## VERIFICA

$R_d$	/	$E_d$	>=	1
-------	---	-------	----	---

(G fav, q fav)	1.371
(G fav, q sfav)	1.207
(Gs fav, q fav)	1.337
(Gs fav, qsfav)	1.231

OK
OK
OK
OK

Rd(G fav, q fav) =	48.04	KN/m
Rd(G fav, q sfav) =	44.84	KN/m
Rd(Gs fav, q fav) =	60.88	KN/m
Rd(Gs fav, qsfav) =	58.65	KN/m

Ed (G fav, q fav) =	35.04	KN/m
Ed (G fav, q sfav) =	37.14	KN/m
Ed (Gs fav, q fav) =	45.55	KN/m
Ed (Gs fav, qsfav) =	47.65	KN/m

### 9.1.3. Verifica a ribaltamento

## RELAZIONE GEOTECNICA

Dati generali

	rad	grad
$\beta$	0	0
$i$	0	0
$\delta$	0	0

Verifica a ribaltamento

Azione	Effetto	$\gamma G1$	$\gamma G2 = \gamma Q$	$\gamma \varphi'$	$\gamma R$
Wm	fav	1	-	-	-
	sfav	1.3	-		
Wr	fav	1	-	-	-
	sfav	1.3	-		
q	fav	-	0	-	-
	sfav	-	1.5		
Sa	fav	1	-	1	-
	sfav	1.3	-		
Sq	fav	-	0	1	-
	sfav	-	1.5		
T lim	fav	-	-	-	1.15
	sfav	-	-		

Rankine

 $\alpha_{cr}$  56.5 gradi 0.986111 rad

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$$

 $K_a$  0.438

$$S_{a,\gamma} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_a \quad ; \quad S_{a,q} = K_a \cdot q \cdot H$$

 $S_{a,\gamma}$  9.12 KN/m $S_{a,q}$  1.314277488 KN/m

1° tentativo, ipotizzo:

B	1.4	m
---	-----	---

Spessore	0.3	m
----------	-----	---

$b_2$	0.7	m
-------	-----	---

$W_m =$	$\gamma_{ct} (A_{fond} + A_{parete})$
---------	---------------------------------------

$W_m$	19.50	KN/m
-------	-------	------

$W_r$	15.54	KN/m
-------	-------	------

$qb_2$	1.4	KN/m
--------	-----	------

$E_d =$	$S_a \cdot \gamma_{G1} \cdot b_a + S_q \cdot \gamma_{G1} \cdot b_q$
---------	---

M RIB (P)			
	F	Braccio	M RIB
$S_{a,\gamma}$	9.12	0.50	4.56
$S_{a,q}$	1.31	0.75	0.99

$E_d (q \text{ fav}) =$	5.93	KN/m
-------------------------	------	------

$E_d (q \text{ sfav}) =$	7.41	KN/m
--------------------------	------	------

$R_d =$	$(w_p \cdot \gamma_{G1} \cdot b_p + w_r \cdot \gamma_{G1} \cdot b_r + w_f \cdot b_f \cdot \gamma_{G1} + q \cdot b_2 \cdot b_q \cdot \gamma_q) / \gamma_R$
---------	---

$R_d$	24.884	KN/m
-------	--------	------

$R_d$	25.432	KN/m
-------	--------	------

MSTAB (P)			
	F	Braccio	MSTAB
w parete	9	0.55	4.95
w fond	10.5	0.7	7.35
w Rint	15.54	1.05	16.317
qb2	1.4	0.3	0.42

VERIFICA

$R_d$	/	$E_d$	$\geq$	1
-------	---	-------	--------	---

$q(\text{fav})$	4.199
-----------------	-------

$q(\text{sfav})$	3.434
------------------	-------

OK
----

OK
----

## 9.2. Calcolo delle armature

## RELAZIONE GEOTECNICA

## CALCOLO DELL'ARMATURA DEL MURO DI SOSTEGNO

L'approccio utilizzato è il 2, ovvero A1+M1+R3, con R3 pari ad 1.00 per le verifiche strutturali.

Coefficienti parziali:

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	(A1)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0
	Sfavorevole		1.3
Carichi permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8
	Sfavorevole		1.5
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

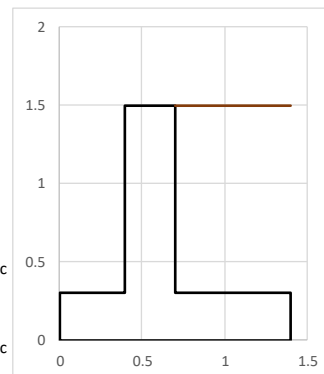
Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	$\gamma_\phi$	1.0
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0
Peso dell'unità di volume	$\gamma_T$	$\gamma_\gamma$	1.0

Dati:-Geometria muro:

Base del muro  
Lunghezza di riferimento del muro  
Scarpa di valle del muro  
Spessore della scarpa di valle del muro  
Spessore del muro  
Altezza totale del muro

B	=	1.40	m
L	=	1.00	m
$b_3$	=	0.40	m
h	=	0.30	m
s	=	0.30	m
H	=	1.50	m

-Caratteristiche terreno ed eventuali sovraccarichi:

Peso proprio di progetto del terreno:  
Altezza del terreno di monte:  
Sovraccarico di monte:  
Peso specifico del sovraccarico di monte:  
Coefficiente di spinta attiva:

$\gamma_d$	=	18.50	kN/mc
$h_t$	=	1.50	m
q	=	2.00	kPa
$\gamma$	=	18.50	kN/mc
$K_a$	=	0.438	-

-Caratteristiche di sollecitazione:

Risultante delle forze verticali  
Momento stabilizzante  
Momento ribaltante  
Eccentricità della risultante, rispetto al centro di rotazione a ribaltamento:  
Eccentricità della risultante, rispetto al baricentro della fondazione:

$N_{sd}$	=	50.60	kN
$M_S$	=	42.51	kNm
$M_R$	=	10.24	kNm
u	=	0.64	m
e	=	0.06	m

Eccentricità accettabile  
Risultante interna al nocciolo

Caratteristiche dei materiali:-Calcestruzzo:

C25/30

Coefficiente parziale di sicurezza:  
Resistenza di progetto a compressione:  
Resistenza media a trazione:  
Peso specifico:

$\gamma_c$	=	1.50	-
$f_{cd}$	=	14.11	MPa
$f_{ctm}$	=	2.56	MPa
$\gamma_{cls}$	=	25.00	kN/mc

-Acciaia:

B450C

Coefficiente parziale di sicurezza:  
Resistenza di progetto a trazione:

$\gamma_s$	=	1.15	-
$f_{yd}$	=	391.30	MPa

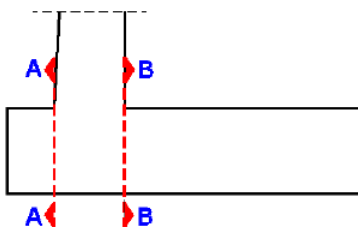
## RELAZIONE GEOTECNICA

## CALCOLO DELLE ARMATURE IN FONDAZIONE

Calcolo delle sollecitazioni di progetto:

Si calcola prima di tutto l'andamento delle pressioni che il terreno esercita sulla fondazione, facendo riferimento alle azioni calcolate per effettuare la verifica a capacità portante, tenendo conto dell'eventuale parzializzazione della sezione di base.

Pressione massima a valle	sezione non parzializzata	s max	=	45.80	kPa
Pressione minima a monte		s min	=	26.48	kPa

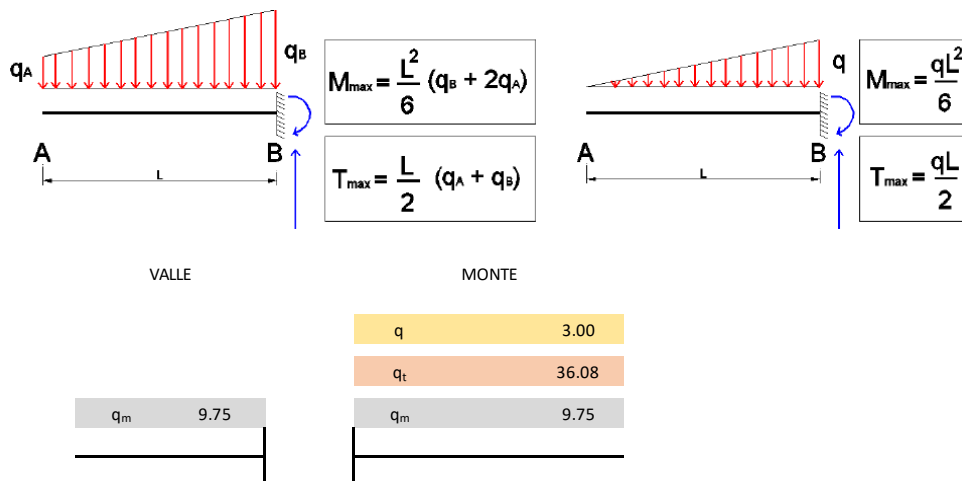


Pressione all'incastro della mensola di valle (sezione A-A):	s A	=	40.28	kPa
Pressione all'incastro della mensola di monte (sezione B-B):	s B	=	36.14	kPa

Si calcola il peso proprio delle due mensole e i carichi gravanti sulla mensola di monte dovuti al peso del terreno di riempimento e all'eventuale sovraccarico. Tali carichi agiscono dall'alto verso il basso.

Peso proprio mensola:	q <sub>m</sub>	=	9.75	kN/m
Peso proprio terreno di riempimento:	q <sub>t</sub>	=	36.08	kN/m
Sovraccarico:	q	=	3.00	kN/m

Sommando algebricamente tutti i contributi di momento e taglio dovuti ai vari carichi, si ricavano le massime sollecitazioni nelle due sezioni d'incastro.

-Carichi di valle:

Carico all'incastro:	q <sub>B</sub>	=	30.53	kN/m
Carico all'estremo libero della mensola:	q <sub>A</sub>	=	36.05	kN/m

-Carichi di monte:

Carico all'incastro:	q <sub>B</sub>	=	36.14	kN/m
Carico all'estremo libero della mensola:	q <sub>A</sub>	=	26.48	kN/m

-Sollecitazioni sezione A-A:

Momento all'incastro (sezione A-A):	M <sub>A-A</sub>	=	2.74	kNm	> 0 tende le fibre inferiori
Taglio all'incastro (sezione A-A):	V <sub>A-A</sub>	=	13.32	kN	

-Sollecitazioni sezione B-B:

Momento all'incastro (sezione B-B):	M <sub>B-B</sub>	=	-4.68	kNm	< 0 tende le fibre superiori
Taglio all'incastro (sezione B-B):	V <sub>B-B</sub>	=	12.26	kN	

# RELAZIONE GEOTECNICA

## Calcolo delle armature di fondazione:

Si progettano le armature e si verificano a taglio considerando la mensola maggiormente sollecitata, di dimensioni:

Base della mensola maggiormente sollecitata:	b	=	100	cm
Altezza della mensola maggiormente sollecitata:	h	=	30	cm
Copriferro	c	=	4	cm
Altezza utile della mensola maggiormente sollecitata:	d	=	26	cm

## -Minimi di normativa per la flessione:

Armatura minima a flessione (§ 4.1.6.1.1):	$A_{s,min}$	=	3.84	cm <sup>2</sup>
--	-------------	---	------	-----------------

## -Armatura a flessione:

Armatura di calcolo a flessione:	$A_s$	=	3.84	cm <sup>2</sup>
----------------------------------	-------	---	------	-----------------

Si dispongono superiormente ed inferiormente   $\phi$  12  $A_s$  (cm<sup>2</sup>)= **4.52** al metro.

## -Armatura trasversale:

Armatura trasversale di ripartizione (20% $A_s$ ):	$A_{rip}$	=	0.90	cm <sup>2</sup>
--	-----------	---	------	-----------------

corrispondenti a   $\phi$  10  $A_s$  (cm<sup>2</sup>)= **3.16** al metro.

## -Verifica a taglio:

k	=	1.88
$v_{min}$	=	0.49
$\rho_l$	=	0.0017
$\sigma_{cp}$	=	0.00

$V_{Rd}$  =  kN >  $V_{Ed}$  =  kN Non occorre armatura a taglio

## RELAZIONE GEOTECNICA

## CALCOLO DELLE ARMATURE IN ELEVAZIONE

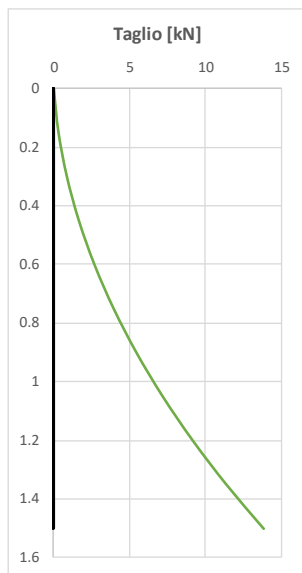
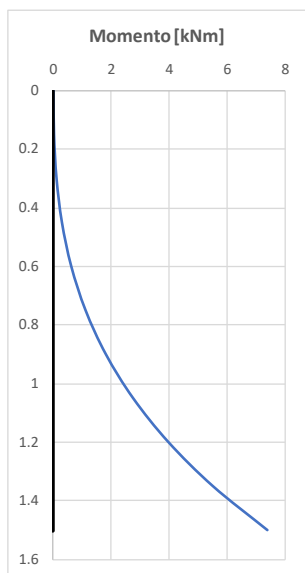
Il paramento del muro verrà calcolato come una mensola verticale, incastrata alla base e caricata con un carico ad andamento trapezoidale o triangolare.

Pressione in testa dovuta al sovraccarico:

$$\sigma_0 = 1.31 \text{ kPa}$$

Pressione all'incastro:

$$\sigma_{\max} = 17.11 \text{ kPa}$$

Sollecitazioni massime:

Momento massimo all'incastro:

$$M_{\max} = 7.40 \text{ kNm}$$

Taglio massimo all'incastro:

$$V_{\max} = 13.82 \text{ kN}$$

Calcolo delle armature in elevazione:

Si progettano le armature e si verificano a taglio considerando le sollecitazioni massime sulla sezione, di dimensioni:

Base della mensola:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Altezza della mensola (coincidente con lo spessore del muro):

$$s = 30 \text{ cm}$$

Copriferro

$$c = 4 \text{ cm}$$

Altezza utile della mensola maggiormente sollecitata:

$$d = 26 \text{ cm}$$

Minimi di normativa per la flessione:

Armatura minima a flessione (§ 4.1.6.1.1):

$$A_{s,\min} = 3.84 \text{ cm}^2$$

Armatura a flessione:

Armatura di calcolo a flessione:

$$A_s = 3.84 \text{ cm}^2$$

Si dispongono superiormente ed inferiormente 4  $\phi$  12

$$A_s (\text{cm}^2) = 4.52 \text{ al metro.}$$

Armatura trasversale:

Armatura trasversale di ripartizione (20%  $A_s$ ):

$$A_{rip} = 0.90 \text{ cm}^2$$

corrispondenti a 4  $\phi$  10

$$A_s (\text{cm}^2) = 3.16 \text{ al metro.}$$

Verifica a taglio:

k	=	1.88
$v_{\min}$	=	0.49
$\rho_l$	=	0.0017
$\sigma_{cp}$	=	0.00

$$V_{Rd} = 128.18 \text{ kN} >$$

$$V_{Ed} = 13.82 \text{ kN} \text{ Non occorre armatura a taglio}$$

## 10. TERRE ARMATE

### 10.1. PREMESSA

Il presente paragrafo è stato redatto con lo scopo di descrivere il dimensionamento delle opere in terra rinforzata (o terra armata) realizzate con elementi di geogriglia tessuta in poliestere atta a stabilizzare il terreno per il progetto della nuova scuola sita a Folignano in provincia di Ascoli Piceno. In figura è evidenziata l'area di interesse dove verrà realizzata la terra armata.



Figura 1: Planimetria area di intervento

Il progetto delle terre armate prevede l'utilizzo di geogriglie con interasse verticale di 0,65 m di elementi tipo avente lunghezza pari a 7,00 m derivante dalle operazioni di calcolo e di verifica, secondo la rappresentazione rilevabile sugli elaborati di progetto.

Il paramento esterno inclinato a circa 65° rispetto all'orizzontale, riempito a tergo con terra vegetale, consente un completo rinverdimento della struttura rendendo piacevole l'impatto visivo dell'opera.

Molto importante per la buona riuscita dell'intervento risulta essere la buona qualità del terreno strutturale (terreno compreso tra i rinforzi) e soprattutto la sua compattazione che dovrà essere particolarmente curata (vedi modalità di posa).

## 10.2. PARAMETRI DI PROGETTO

Sono riportate a seguito delle indagini geotecniche i dati relativi alle proprietà geotecniche del terreno di riferimento e i corrispettivi valori della geogriglia utilizzata per il progetto e la verifica delle terre armate.

### 10.2.1. Caratteristiche del terreno

Il terreno in esame è suddiviso in tre strati:

- 1) Limo sabbioso: strato superficiale con un'estensione dal piano di campagna di circa 5.00 m di profondità, questo strato costituisce il rilevato strutturale di riempimento, ad esso saranno associate le caratteristiche geotecniche, riportate di seguito ed ipotizzate nei calcoli di verifica per il dimensionamento delle opere, dovranno essere accertate prima dell'inizio dei lavori.
- 2) Limo argilloso sabbioso: strato intermedio che si sviluppa dalla profondità di 5.00m a 12.00 m costituito da limo argilloso e sabbia.
- 3) Arenarie: strato di base, costituito prevalentemente da arenarie che si estende in profondità a partire da 12.00 m

La seguente tabella riporta i valori dei parametri caratteristici di progetto:

Denominazione	Gamma sat	Gamma nat	Ang.atrito	Coesione	Modulo E	Modulo G
	daN/m <sup>3</sup>	daN/m <sup>3</sup>	gradi	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
Limo sabbioso	1850	1800	23.00	0.000	10	4
Limo argilloso sabbioso	1800	1700	25.00	0.000	30	12
Arenarie	2000	1800	25.00	0.000	62	25

### 10.2.2. Caratteristiche della Geogriglia

La struttura di sostegno in terra rinforzata con paramento frontale inclinato rispetto all'orizzontale di 60°, realizzata mediante la sovrapposizione di strati di geogriglia avente la funzione di armatura e di strati di terreno opportunamente compattati.

La geogriglia sarà costituita da tessuto multi-filamento in poliestere ad alta tenacità, rivestita con resina a base di PVC, di seguito vengono riportate le caratteristiche fisiche e meccaniche conformi alle norme EN ISO

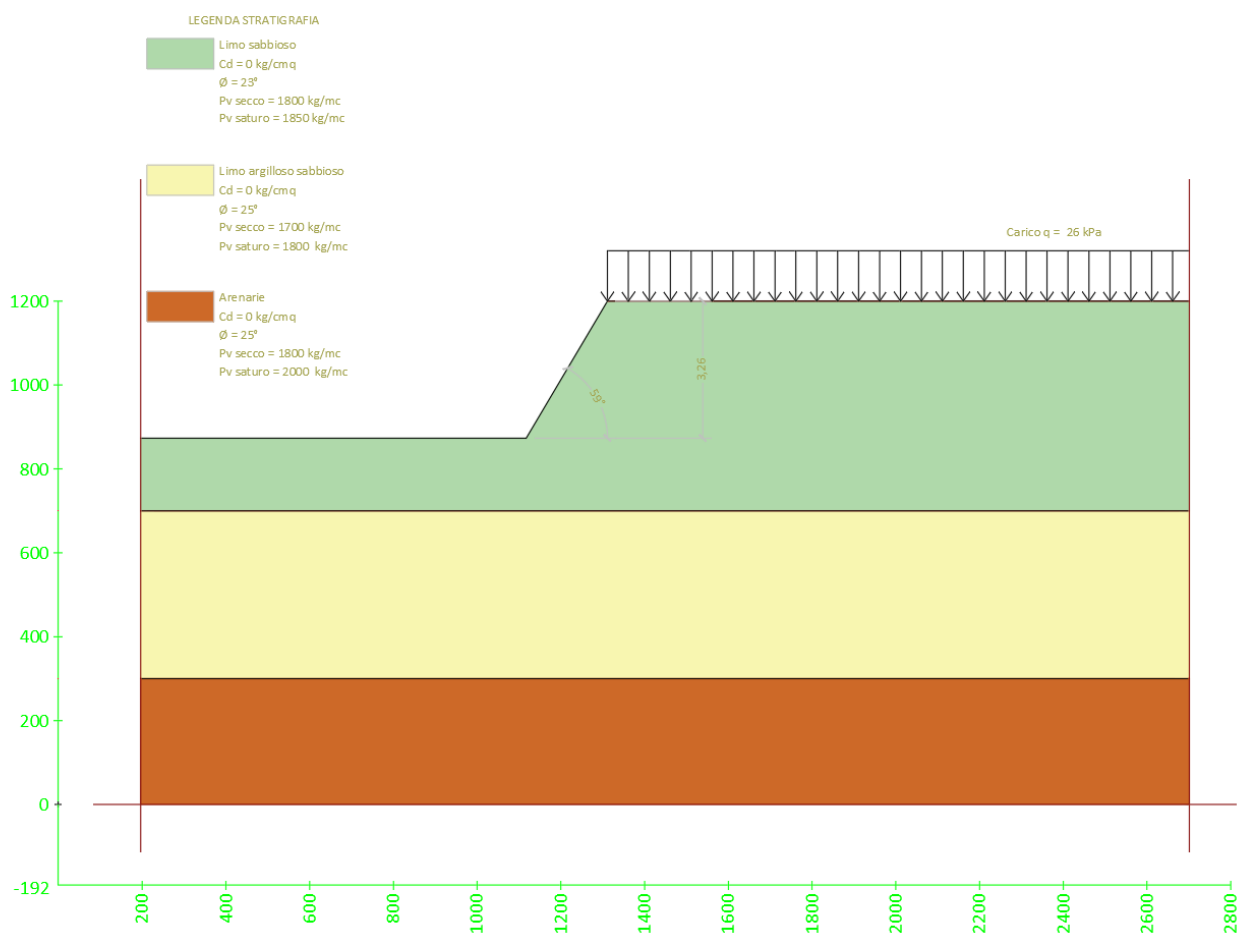
- massa areica (EN ISO 9864) = 387 g/mq,
- dimensione maglia = 20 mm,
- resistenza a trazione trasversale (EN ISO 10319) = **85 kN/m**

### RELAZIONE GEOTECNICA

- resistenza a trazione longitudinale (EN ISO 10319) 33 kN/m,
- allungamento a rottura longitudinale (EN ISO 10319) = 11%,
- Resistenza agli agenti atmosferici (EN 12224) da coprire entro 15 giorni dall'installazione,
- imputrescibilità e stabilità ai raggi (EN 12447) prevista di durabilità minima di 100 anni in terreni naturali con ph compreso tra 4 e 9 e temperature del terreno <25°C.

### 10.2.3. Geometria modello geotecnico

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligoni di separazione degli strati di terreno.



**Strato n.1, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	-1	872

## RELAZIONE GEOTECNICA

2	-	0	700
---	---	---	-----

**Strato n.2, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	700
2	3	0	700

**Strato n.3, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	4625	699
2	17	4625	699

**Strato n.4, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	700
2	-	0	300

**Strato n.5, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	0	700
2	-	0	700

**Strato n.6, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	4625	699
2	17	4625	699

**Strato n.7, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	5	0	300
2	-	0	300

**Strato n.8, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	4625	699

## RELAZIONE GEOTECNICA

2	4	4626	300
3	-	4626	300

**Strato n.9, materiale sottostante: Limo argilloso sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	300
2	4	4626	300
3	-	4626	300

**Strato n.10, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	300
2	5	0	300
3	-	4626	300

**Strato n.11, materiale sottostante: Arenarie**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	300
2	7	0	0
3	6	4626	0
4	-	4626	300

**Strato n.12, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	300
2	5	0	300

**Strato n.13, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	10	4625	700
2	-	4625	699

**Strato n.14, materiale sottostante: Limo argilloso sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	10	4625	700

## RELAZIONE GEOTECNICA

2	16	4625	700
---	----	------	-----

**Strato n.15, materiale sottostante: Limo argilloso sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	4625	699
2	17	4625	699

**Strato n.16, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	0	700
2	-	0	700

**Strato n.17, materiale sottostante: Limo argilloso sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	16	4625	700
2	2	4626	700

**Strato n.18, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	0	700
2	-	0	700

**Strato n.19, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	18	4625	699
2	16	4625	700

**Strato n.20, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	15	4625	699
2	19	4625	699

**Strato n.21, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	5	0	300

## RELAZIONE GEOTECNICA

2	-	0	300
---	---	---	-----

**Strato n.22, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	700
2	3	0	700
3	-	0	300

**Strato n.23, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	17	4625	699
2	2	4626	700

**Strato n.24, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	19	4625	699
2	17	4625	699

**Strato n.25, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	17	4625	699
2	2	4626	700

**Strato n.26, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	17	4625	699
2	4	4626	300
3	-	4626	300

**Strato n.27, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	300
2	-	4626	300

**Strato n.28, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	300

## RELAZIONE GEOTECNICA

2	5	0	300
---	---	---	-----

**Strato n.29, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	10	4625	700
2	16	4625	700

**Strato n.30, materiale sottostante: Limo argilloso sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	700
2	10	4625	700

**Strato n.31, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	16	4625	700
2	14	4626	1200

**Strato n.32, materiale sottostante: Limo argilloso sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	17	4625	699
2	2	4626	700

**Strato n.33, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	700
2	10	4625	700

**Strato n.34, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	0	700
2	11	0	874
3	12	1986	874
4	13	2180	1200
5	14	4626	1200

**Strato n.35, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
-------------	----	--------	--------

## RELAZIONE GEOTECNICA

1	15	4625	699
2	18	4625	699

**Strato n.36, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	10	4625	700
2	18	4625	699

**Strato n.37, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	19	4625	699
2	16	4625	700

**Strato n.38, materiale sottostante: Limo sabbioso**

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	19	4625	699
2	18	4625	699

**10.2.4. Geometria terre armate****Geogriglia n.1**

Punto di inserimento:

X: 2144 cm

Y: 1135 cm

Resistenza al taglio: 85.00 daN/cm

Direzione X: 750 cm

Ancoraggio: 0 cm

**Geogriglia n.2**

Punto di inserimento:

X: 2115 cm

Y: 1075 cm

Resistenza al taglio: 85.00 daN/cm

Direzione X: 750 cm

Ancoraggio: 0 cm

**Geogriglia n.3**

Punto di inserimento:

## RELAZIONE GEOTECNICA

X: 2075 cm  
Y: 1015 cm  
Resistenza al taglio: 85.00 daN/cm  
Direzione X: 750 cm  
Ancoraggio: 0 cm

**Geogriglia n.4**

Punto di inserimento:  
X: 2040 cm  
Y: 955 cm  
Resistenza al taglio: 85.00 daN/cm  
Direzione X: 750 cm  
Ancoraggio: 0 cm

**Geogriglia n.5**

Punto di inserimento:  
X: 1998 cm  
Y: 891 cm  
Resistenza al taglio: 85.00 daN/cm  
Direzione X: 800 cm  
Ancoraggio: 0 cm

### 10.2.5. Carichi applicati

Le coordinate e le componenti dei carichi stampate in questo paragrafo sono riferite al sistema di riferimento relativo alla sezione trasversale, dove gli assi X e Y locali coincidono rispettivamente con gli assi X e Z globali. L'asse Y globale si sviluppa nella profondità del muro. Tutte le tipologie di carico, esclusa quella puntuale, hanno componenti e coordinate diverse da zero solo lungo gli assi locali X e Y. Nel caso di carichi puntuali viene indicata anche la posizione in profondità (P), riferita rispetto alla sezione trasversale iniziale dell'intervento e quindi lungo l'asse Y globale.

**Carico n.1**

Tipo di carico: distribuito  
Punto di inserimento:  
X (asse X globale): 2180 cm  
Y (asse Z globale): 1200 cm  
Ampiezza: 2447 cm  
Valore iniziale: -0.26 daN/cm<sup>2</sup>  
Valore finale: -0.26 daN/cm<sup>2</sup>

### 10.3. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Tra i metodi di risoluzione di equilibrio limite si è scelto di utilizzare il **Metodo di Bishop**, descritto in seguito.

Considerato un concio i-esimo si adotta la seguente simbologia:

- W= peso del concio
- c = coesione alla base del concio
- u = pressione neutrale alla base del concio
- a = angolo alla base del concio
- f = angolo d'attrito interno alla base del concio
- s = sforzo normale alla base del concio
- DX = larghezza del concio
- DI = lunghezza della base del concio
- FS = fattore di sicurezza

Si assume che la superficie di scivolamento possa essere assimilata ad un arco di circonferenza. Se si considera la massa interessata dallo scivolamento suddivisa in  $n$  conci, il fattore di sicurezza può essere espresso in termini di momenti generati dalle forze agenti sui singoli conci rispetto al centro della circonferenza stessa

$$FS = \frac{M_S}{M_R}$$

in cui  $M_R$  è il momento delle forze ribaltanti pari a

$$M_R = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$$

$M_S$  è il momento stabilizzante dato da

$$M_S = r \cdot \sum_{i=1}^n (c + \sigma_i \cdot \tan \phi_i) \cdot \Delta l_i$$

dove  $r$  rappresenta il raggio dell'arco di circonferenza considerato. Nel metodo di Bishop si assume che le azioni agenti all'interfaccia dei conci abbiano risultante orizzontale, per cui, se si esprime  $T_i$  come un'aliquota della resistenza al taglio tramite il fattore di sicurezza  $FS$  (assunto uguale a quello dell'equazione generale), e si ricava  $N_i$  dall'equilibrio alla traslazione verticale:

$$N_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - (1/FS) \cdot c \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \cdot [1 + (\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i)/FS]}$$

## RELAZIONE GEOTECNICA

si ottiene:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \alpha_i] \cdot [1 / M_i(\alpha)]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

con

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \cdot \left( 1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{FS_i} \right)$$

Per la determinazione di FS è richiesta una procedura per successive approssimazioni: si fissa dapprima un valore di tentativo di FS, calcolato secondo il metodo di Fellenius, e si ricava un successivo valore da introdurre nelle sommatorie, fino a raggiungere attraverso iterazioni un grado di approssimazione pari a 0.001.

FS dovrà risultare inferiore o uguale a 1.20

## 10.4. CALCOLO AZIONE SISMICA

Nel progetto si è portata in conto l'azione sismica agente sul pendio in oggetto. Tale azione è stata calcolata secondo le normative vigenti (NTC2018). L'azione sismica agente e i rispettivi parametri sono stati ricavati e calcolati a partire dalla relazione geotecnica. Per maggiori dettagli riferirsi alla relazione generale e alla relazione geotecnica.

### 10.4.1. Descrizione azione sismica applicata

Ai fini della verifica di stabilità del pendio secondo la normativa D.M. 17/01/2018, in presenza di sisma vengono aggiunte nel baricentro dei conci le seguenti azioni:

$$F_h = k_h \times W \quad \text{con} \quad k_h = b_s \times a_{\max} / g \quad [7.11.3]$$

$$F_v = k_v \times W \quad \text{con} \quad k_v = \pm 0.5 \times k_h \quad [7.11.4]$$

Essendo:

$k_h, k_v$  = coefficienti sismici orizzontali e verticali;

$W$  = peso complessivo del concio;

$b_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

I valori di  $b_s$  sono riportati nella Tab.7.11.I della normativa.

Il valore di  $a_{\max}$  può essere ricavato da specifica analisi di risposta sismica locale (RSL), o in assenza di questa con la relazione semplificata:

## RELAZIONE GEOTECNICA

$$a_{\max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g \quad [7.11.5]$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e topografica ( $S_T$ );

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Tale insieme di forze è considerato diretto verso l'alto e verso il basso dando origine in questo modo a due distinte combinazioni di carichi, con conseguente doppia analisi di stabilità per ogni centro, di cui viene considerato il coefficiente di sicurezza minore.

In presenza simultanea di sisma verticale e orizzontale viene associato contemporaneamente il sistema delle forze  $F_v$  e  $F_h$  ai pesi dei conci, dando luogo ad una doppia combinazione dei carichi.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista (§7.11.3.5.2). Nel caso si utilizzi l'analisi per fronti di scavo e rilevati artificiali (§7.11.4) tale margine di sicurezza deve essere non inferiore ai coefficienti parziali  $g_R$  previsti.

#### 10.4.2. Parametri di calcolo adottati

Secondo quanto previsto dal **D.M. 17/01/2018** Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018, si sono ottenuti i seguenti parametri:

Accelerazione relativa  $A_g/g$  massima attesa al suolo: **0.25 g**

Categoria del suolo di fondazione: **E**

Coefficiente di amplificazione stratigrafica: **1.37**

Coefficiente di amplificazione topografica: **1**

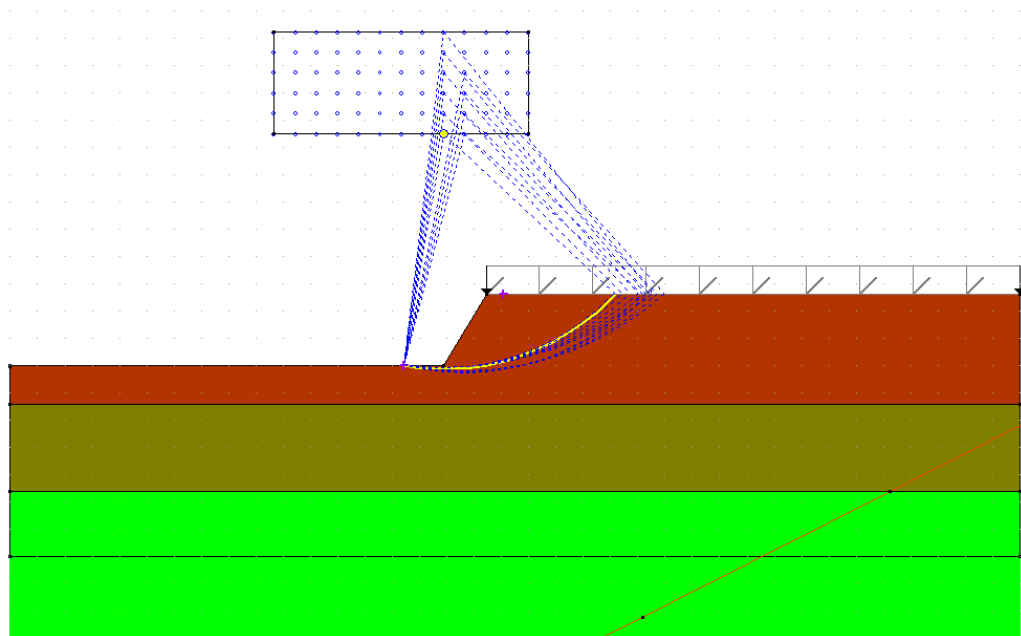
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito ( $Beta_s$ ): **0.38**

## RELAZIONE GEOTECNICA

## 10.5. RISULTATI DI CALCOLO

## 10.5.1. Risultati di calcolo PRE-Intervento

Vengono disegnate le 10 superfici più critiche, con in evidenza la peggiore trovata



Simboli usati nella tabella dei risultati:

alfa = angolo alla base del concio in gradi

l = lunghezza della base del concio

C = coesione di progetto alla base del concio

Tgfi = tangente dell'angolo di attrito di progetto alla base del concio

Xg = ascissa del baricentro del concio

Yg = ordinata del baricentro del concio

b = braccio relativo al peso del concio

Peso = peso complessivo del concio

Pvert = carico verticale complessivo agente sul concio

Ptot = carico totale agente alla base del concio

Press = pressione di falda

Mstab = momento stabilizzante complessivo

MstabS = momento instabilizzante complessivo

Unità di misura utilizzate nella tabella dei risultati: daN,cm

Coefficiente di sicurezza richiesto = 1.2

Minimo coefficiente di sicurezza calcolato **FS = 0.795 (NON VERIFICATO)**

Caratteristiche del cerchio che comporta il minimo coefficiente di sicurezza:

Ascissa del centro X = 1983.67

# RELAZIONE GEOTECNICA

Ordinata del centro  $Y = 1936$

Raggio del cerchio  $R = 1077 \text{ cm}$

Caratteristiche della massa interessata dallo scivolamento:

Volume = 154113 cm<sup>3</sup>/cm

Peso = 277 daN/cm

Perimetro di scivolamento = 1061 cm

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Stabilità del pendio senza sisma

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-7.4	82	0	0.42	1859	870	124	1	0	1	0	374	-106
2	-2.5	99	0	0.42	1939	867	45	2	0	2	0	1057	-108
3	2.7	97	0	0.42	2048	920	64	16	0	16	0	7392	833
4	7.9	98	0	0.42	2136	999	152	43	0	43	0	18992	6403
5	13.3	105	0	0.42	2230	1044	246	57	27	84	0	36081	20732
6	18.9	108	0	0.42	2331	1059	348	52	27	78	0	33451	27401
7	24.8	112	0	0.42	2433	1079	449	44	27	71	0	30275	32016
8	30.9	119	0	0.42	2534	1106	550	34	27	61	0	26368	33776
9	37.5	128	0	0.42	2633	1139	649	22	27	48	0	21407	31642
10	43.9	113	0	0.42	2716	1174	733	6	21	27	0	12480	20207
		1061						277	155	432		187878	172795

Coefficiente di sicurezza **FS = 1.09**

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Stabilità del pendio con sisma orizzontale e verticale positivi

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-7.4	82	0	0.42	1859	870	124	1	0	1	0	405	-6
2	-2.5	99	0	0.42	1939	867	45	2	0	2	0	1133	201
3	2.7	97	0	0.42	2048	920	64	16	0	18	0	7828	3062
4	7.9	98	0	0.42	2136	999	152	43	0	46	0	19902	12110
5	13.3	105	0	0.42	2230	1044	246	57	27	89	0	37421	31813
6	18.9	108	0	0.42	2331	1059	348	52	27	84	0	34333	38139
7	24.8	112	0	0.42	2433	1079	449	44	27	76	0	30745	42010
8	30.9	119	0	0.42	2534	1106	550	34	27	65	0	26480	42568
9	37.5	128	0	0.42	2633	1139	649	22	27	51	0	21235	38706
10	43.9	113	0	0.42	2716	1174	733	6	21	29	0	12225	24204
		1061						277	155	461		191707	232805

Coefficiente di sicurezza **FS = 0.82**

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Stabilità del pendio con sisma orizzontale positivo e verticale negativo

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-7.4	82	0	0.42	1859	870	124	1	0	1	0	356	8
2	-2.5	99	0	0.42	1939	867	45	2	0	2	0	995	215
3	2.7	97	0	0.42	2048	920	64	16	0	15	0	6866	2953
4	7.9	98	0	0.42	2136	999	152	43	0	41	0	17428	11276
5	13.3	105	0	0.42	2230	1044	246	57	27	78	0	32718	29115
6	18.9	108	0	0.42	2331	1059	348	52	27	73	0	29973	34573
7	24.8	112	0	0.42	2433	1079	449	44	27	66	0	26800	37843
8	30.9	119	0	0.42	2534	1106	550	34	27	57	0	23045	38172
9	37.5	128	0	0.42	2633	1139	649	22	27	45	0	18449	34587

## RELAZIONE GEOTECNICA

10	43.9	113	0	0.42	2716	1174	733	6	21	25	0	10602	21574
		1061						277	155	404		167234	210316

Coefficiente di sicurezza **FS = 0.8**

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Stabilità del pendio con sisma orizzontale negativo e verticale positivo

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-7.4	82	0	0.42	1859	870	124	1	0	1	0	392	-220
2	-2.5	99	0	0.42	1939	867	45	2	0	2	0	1120	-431
3	2.7	97	0	0.42	2048	920	64	16	0	18	0	7915	-1288
4	7.9	98	0	0.42	2136	999	152	43	0	46	0	20538	1530
5	13.3	105	0	0.42	2230	1044	246	57	27	89	0	39406	12349
6	18.9	108	0	0.42	2331	1059	348	52	27	84	0	36910	20228
7	24.8	112	0	0.42	2433	1079	449	44	27	76	0	33762	26189
8	30.9	119	0	0.42	2534	1106	550	34	27	65	0	29742	29380
9	37.5	128	0	0.42	2633	1139	649	22	27	51	0	24458	28697
10	43.9	113	0	0.42	2716	1174	733	6	21	29	0	14454	18839
		1061						277	155	461		208697	135274

Coefficiente di sicurezza **FS = 1.54**

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

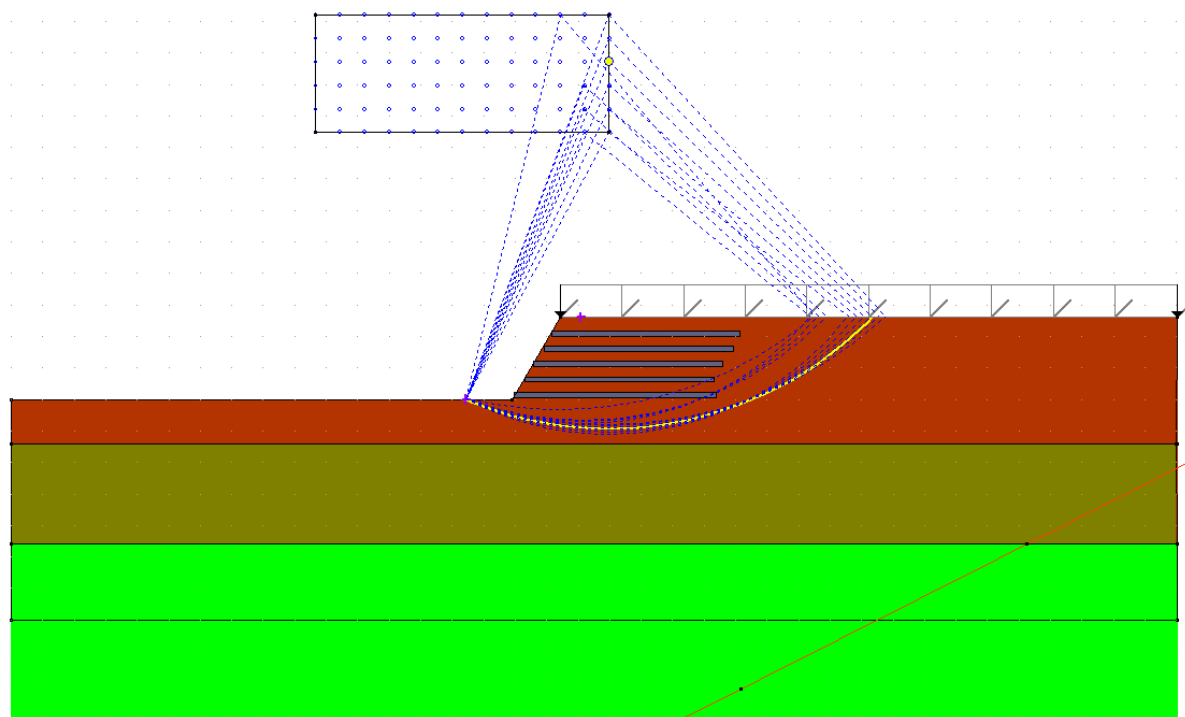
Stabilità del pendio con sisma orizzontale e verticale negativi

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-7.4	82	0	0.42	1859	870	124	1	0	1	0	343	-206
2	-2.5	99	0	0.42	1939	867	45	2	0	2	0	983	-417
3	2.7	97	0	0.42	2048	920	64	16	0	15	0	6953	-1396
4	7.9	98	0	0.42	2136	999	152	43	0	41	0	18065	696
5	13.3	105	0	0.42	2230	1044	246	57	27	78	0	34708	9650
6	18.9	108	0	0.42	2331	1059	348	52	27	73	0	32556	16662
7	24.8	112	0	0.42	2433	1079	449	44	27	66	0	29823	22023
8	30.9	119	0	0.42	2534	1106	550	34	27	57	0	26315	24984
9	37.5	128	0	0.42	2633	1139	649	22	27	45	0	21680	24579
10	43.9	113	0	0.42	2716	1174	733	6	21	25	0	12838	16209
		1061						277	155	404		184264	112784

Coefficiente di sicurezza **FS = 1.63**

## 10.5.2. Risultati di calcolo POST- Intervento

Vengono disegnate le 10 superfici più critiche, con in evidenza la peggiore trovata



Simboli usati nella tabella dei risultati:

$\alpha$  = angolo alla base del concio in gradi

$l$  = lunghezza della base del concio

$C$  = coesione di progetto alla base del concio

$Tgfi$  = tangente dell'angolo di attrito di progetto alla base del concio

$X_g$  = ascissa del baricentro del concio

$Y_g$  = ordinata del baricentro del concio

$b$  = braccio relativo al peso del concio

Peso = peso complessivo del concio

$P_{vert}$  = carico verticale complessivo agente sul concio

$P_{tot}$  = carico totale agente alla base del concio

Press = pressione di falda

$M_{stab}$  = momento stabilizzante complessivo

$M_{stabS}$  = momento instabilizzante complessivo

Unità di misura utilizzate nella tabella dei risultati: daN,cm

Coefficiente di sicurezza richiesto = 1.2

Minimo coefficiente di sicurezza calcolato **FS = 1.361**

Caratteristiche del cerchio che comporta il minimo coefficiente di sicurezza:

Ascissa del centro  $X = 2372$

Ordinata del centro  $Y = 2215$

# RELAZIONE GEOTECNICA

Raggio del cerchio  $R = 1456 \text{ cm}$

Caratteristiche della massa interessata dallo scivolamento:

Volume = 455011 cmc/cm

Peso = 819 daN/cm

Perimetro di scivolamento = 1746 cm

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Stabilità del pendio senza sisma

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-21.2	87	0	0.42	1859	863	513	2	0	2	0	1655	-1217
2	-17.4	104	0	0.42	1942	849	430	8	0	8	0	5808	-3674
3	-13.4	100	0	0.42	2044	884	328	27	0	27	0	18116	-9193
4	-9.5	98	0	0.42	2135	952	237	59	0	59	0	38290	-14245
5	-5.6	102	0	0.42	2231	983	141	80	27	106	0	67260	-15033
6	-1.6	102	0	0.42	2333	980	39	81	27	107	0	66782	-4244
7	2.5	102	0	0.42	2434	980	62	81	27	107	0	65838	6702
8	6.5	103	0	0.42	2536	984	164	79	27	106	0	64432	17401
9	10.5	104	0	0.42	2638	992	266	76	27	103	0	62545	27445
10	14.7	105	0	0.42	2740	1003	368	72	27	99	0	60137	36409
11	18.8	108	0	0.42	2841	1019	469	66	27	93	0	57139	43839
12	23.1	111	0	0.42	2943	1038	571	59	27	86	0	53447	49233
13	27.6	115	0	0.42	3044	1062	672	50	27	77	0	48903	52021
14	32.2	120	0	0.42	3145	1091	773	40	27	66	0	43265	51527
15	37.1	128	0	0.42	3245	1126	873	27	27	53	0	36152	46917
16	42.3	138	0	0.42	3339	1164	967	11	27	38	0	26924	37091
17	45.4	20	0	0.42	3407	1195	1035	0	4	4	0	2803	3944
		1746						819	324	1143		719496	324925

Coefficiente di sicurezza **FS = 2.21**

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Stabilità del pendio con sisma orizzontale e verticale positivi

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-21.2	87	0	0.42	1859	863	513	2	0	2	0	1844	-889
2	-17.4	104	0	0.42	1942	849	430	8	0	9	0	6411	-2416
3	-13.4	100	0	0.42	2044	884	328	27	0	29	0	19816	-5079
4	-9.5	98	0	0.42	2135	952	237	59	0	63	0	41539	-5455
5	-5.6	102	0	0.42	2231	983	141	80	27	113	0	72395	1024
6	-1.6	102	0	0.42	2333	980	39	81	27	114	0	71333	12747
7	2.5	102	0	0.42	2434	980	62	81	27	114	0	69810	24375
8	6.5	103	0	0.42	2536	984	164	79	27	113	0	67831	35481
9	10.5	104	0	0.42	2638	992	266	76	27	110	0	65379	45628
10	14.7	105	0	0.42	2740	1003	368	72	27	105	0	62415	54364
11	18.8	108	0	0.42	2841	1019	469	66	27	99	0	58873	61203
12	23.1	111	0	0.42	2943	1038	571	59	27	92	0	54654	65612
13	27.6	115	0	0.42	3044	1062	672	50	27	82	0	49607	66980
14	32.2	120	0	0.42	3145	1091	773	40	27	71	0	43507	64587
15	37.1	128	0	0.42	3245	1126	873	27	27	57	0	36002	57542
16	42.3	138	0	0.42	3339	1164	967	11	27	40	0	26513	44678
17	45.4	20	0	0.42	3407	1195	1035	0	4	4	0	2741	4706
		1746						819	324	1218		750669	525088

Coefficiente di sicurezza **FS = 1.43**

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Stabilità del pendio con sisma orizzontale positivo e verticale negativo

## RELAZIONE GEOTECNICA

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-21.2	87	0	0.42	1859	863	513	2	0	2	0	1630	-731
2	-17.4	104	0	0.42	1942	849	430	8	0	8	0	5657	-1937
3	-13.4	100	0	0.42	2044	884	328	27	0	25	0	17462	-3883
4	-9.5	98	0	0.42	2135	952	237	59	0	55	0	36559	-3601
5	-5.6	102	0	0.42	2231	983	141	80	27	99	0	63644	2981
6	-1.6	102	0	0.42	2333	980	39	81	27	100	0	62642	13300
7	2.5	102	0	0.42	2434	980	62	81	27	100	0	61241	23503
8	6.5	103	0	0.42	2536	984	164	79	27	99	0	59445	33216
9	10.5	104	0	0.42	2638	992	266	76	27	96	0	57239	42056
10	14.7	105	0	0.42	2740	1003	368	72	27	92	0	54590	49625
11	18.8	108	0	0.42	2841	1019	469	66	27	87	0	51441	55498
12	23.1	111	0	0.42	2943	1038	571	59	27	80	0	47705	59204
13	27.6	115	0	0.42	3044	1062	672	50	27	72	0	43252	60209
14	32.2	120	0	0.42	3145	1091	773	40	27	62	0	37889	57881
15	37.1	128	0	0.42	3245	1126	873	27	27	50	0	31313	51436
16	42.3	138	0	0.42	3339	1164	967	11	27	35	0	23027	39851
17	45.4	20	0	0.42	3407	1195	1035	0	4	4	0	2378	4192
		1746						819	324	1069		657112	482799

Coefficiente di sicurezza **FS = 1.36**

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

Stabilità del pendio con sisma orizzontale negativo e verticale positivo

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-21.2	87	0	0.42	1859	863	513	2	0	2	0	1630	-731
2	-17.4	104	0	0.42	1942	849	430	8	0	8	0	5657	-1937
3	-13.4	100	0	0.42	2044	884	328	27	0	25	0	17462	-3883
4	-9.5	98	0	0.42	2135	952	237	59	0	55	0	36559	-3601
5	-5.6	102	0	0.42	2231	983	141	80	27	99	0	63644	2981
6	-1.6	102	0	0.42	2333	980	39	81	27	100	0	62642	13300
7	2.5	102	0	0.42	2434	980	62	81	27	100	0	61241	23503
8	6.5	103	0	0.42	2536	984	164	79	27	99	0	59445	33216
9	10.5	104	0	0.42	2638	992	266	76	27	96	0	57239	42056
10	14.7	105	0	0.42	2740	1003	368	72	27	92	0	54590	49625
11	18.8	108	0	0.42	2841	1019	469	66	27	87	0	51441	55498
12	23.1	111	0	0.42	2943	1038	571	59	27	80	0	47705	59204
13	27.6	115	0	0.42	3044	1062	672	50	27	72	0	43252	60209
14	32.2	120	0	0.42	3145	1091	773	40	27	62	0	37889	57881
15	37.1	128	0	0.42	3245	1126	873	27	27	50	0	31313	51436
16	42.3	138	0	0.42	3339	1164	967	11	27	35	0	23027	39851
17	45.4	20	0	0.42	3407	1195	1035	0	4	4	0	2378	4192
		1746						819	324	1069		657112	482799

Coefficiente di sicurezza **FS = 4.69**

## STABILITA' DEL PENDIO CON IL METODO DI BISHOP

## RELAZIONE GEOTECNICA

Stabilità del pendio con sisma orizzontale e verticale negativi

Concio	alfa	l	C	Tgfi	Xg	Yg	b	Peso	Pvert	Ptot	Press	Mstab	Minst
1	-21.2	87	0	0.42	1859	863	513	2	0	2	0	1477	-1544
2	-17.4	104	0	0.42	1942	849	430	8	0	8	0	5229	-4933
3	-13.4	100	0	0.42	2044	884	328	27	0	25	0	16464	-13306
4	-9.5	98	0	0.42	2135	952	237	59	0	55	0	35099	-23034
5	-5.6	102	0	0.42	2231	983	141	80	27	99	0	62173	-31091
6	-1.6	102	0	0.42	2333	980	39	81	27	100	0	62241	-21234
7	2.5	102	0	0.42	2434	980	62	81	27	100	0	61857	-10972
8	6.5	103	0	0.42	2536	984	164	79	27	99	0	61019	-679
9	10.5	104	0	0.42	2638	992	266	76	27	96	0	59707	9262
10	14.7	105	0	0.42	2740	1003	368	72	27	92	0	57879	18455
11	18.8	108	0	0.42	2841	1019	469	66	27	87	0	55462	26475
12	23.1	111	0	0.42	2943	1038	571	59	27	80	0	52345	32855
13	27.6	115	0	0.42	3044	1062	672	50	27	72	0	48359	37062
14	32.2	120	0	0.42	3145	1091	773	40	27	62	0	43243	38468
15	37.1	128	0	0.42	3245	1126	873	27	27	50	0	36575	36292
16	42.3	138	0	0.42	3339	1164	967	11	27	35	0	27634	29503
17	45.4	20	0	0.42	3407	1195	1035	0	4	4	0	2905	3183
		1746						819	324	1069		689668	124761

Coefficiente di sicurezza **FS = 5.53**

## RELAZIONE GEOTECNICA

## 10.6. DESCRIZIONE INTERVENTO

In conclusione, si è previsto di utilizzare n. 5 strati di geogriglia, il primo strato di posa avrà una lunghezza di ancoraggio pari a 8.00 m, i restanti quattro strati saranno pari a 7.50 m. L'interasse sarà pari a 0.65 metri. Di seguito è riportata la sezione trasversale dell'intervento.

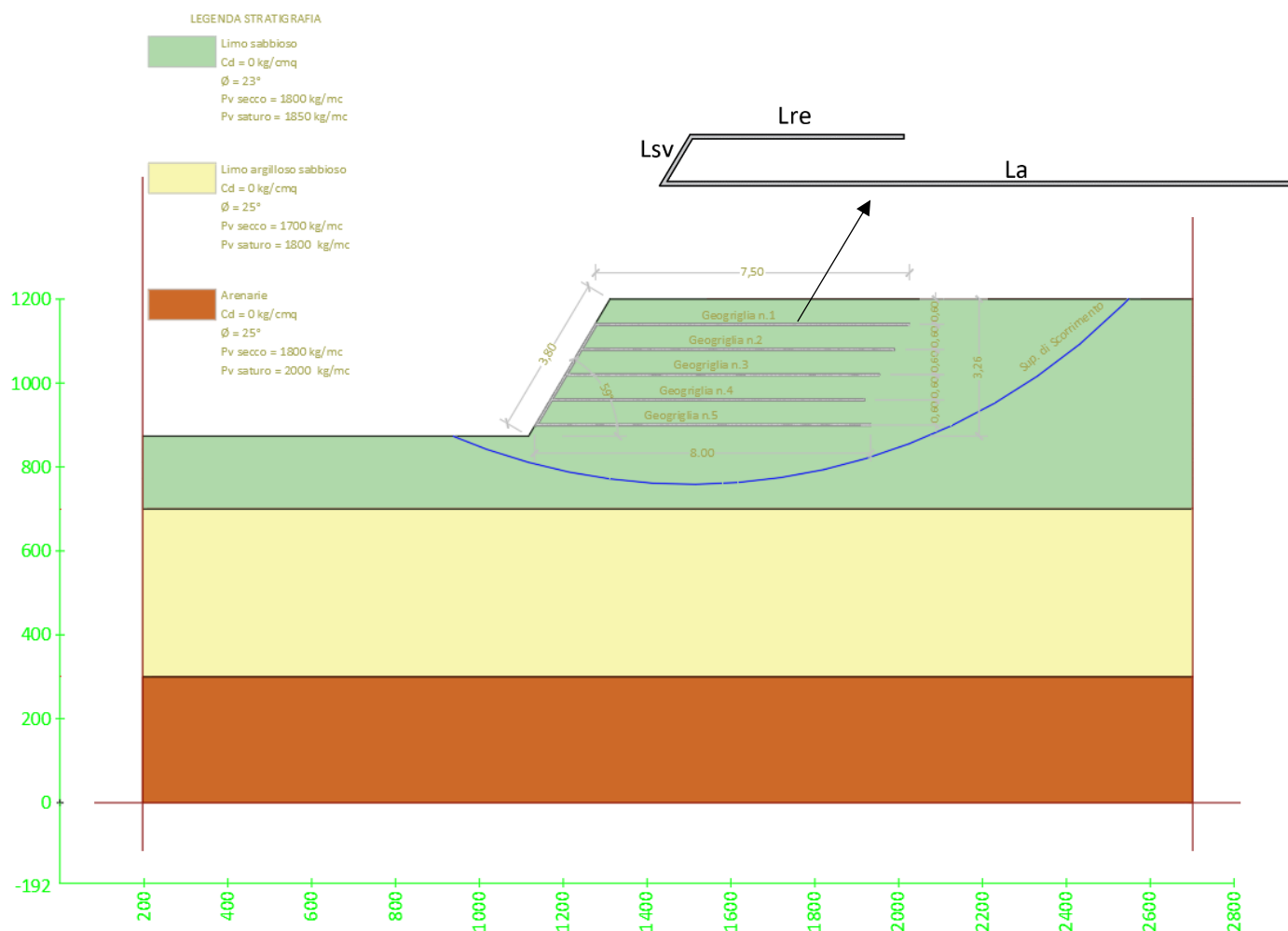


Tabella riassuntiva d'intervento:

Geogriglia	Geosintetico	Altezza relativa dal piede [m]	Lunghezza [m]	Lsv [m]	Lre [m]	Ltot [m]
1	Ed 80/30	0.00	7.50	0.65	1.50	9.65
2	Ed 80/30	0.65	7.50	0.65	1.50	9.65
3	Ed 80/30	1.30	7.50	0.65	1.50	9.65
4	Ed 80/30	1.95	7.50	0.65	1.50	9.65
5	Ed 80/30	2.60	8.00	0.65	1.50	10.15

Dove:

Lsv = lunghezza dell'alzata dello strato;

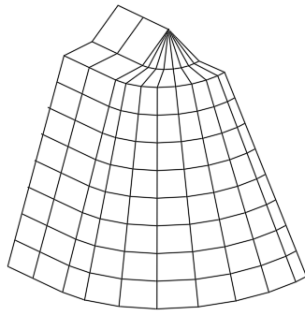
Lre = la lunghezza del risvolto;

Ltot = somma di lunghezza di ancoraggio + lunghezza di alzata + lunghezza di risvolto.

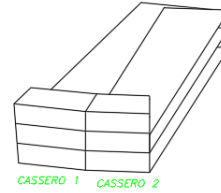
RELAZIONE GEOTECNICA

Inoltre nella zona di intervento verrà realizzato un raccordo nella parte terminale dell'opera, come da particolare sottostante.

QUARTO DI CONO

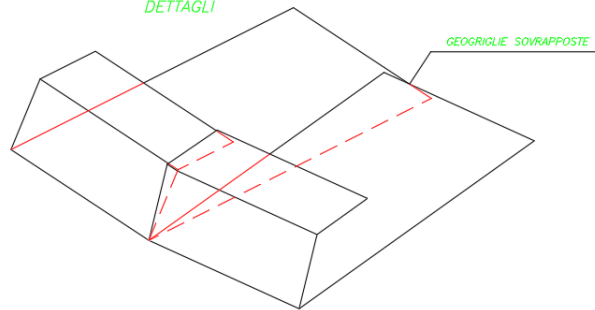


COSTRUZIONE IN CURVA CONVESSA



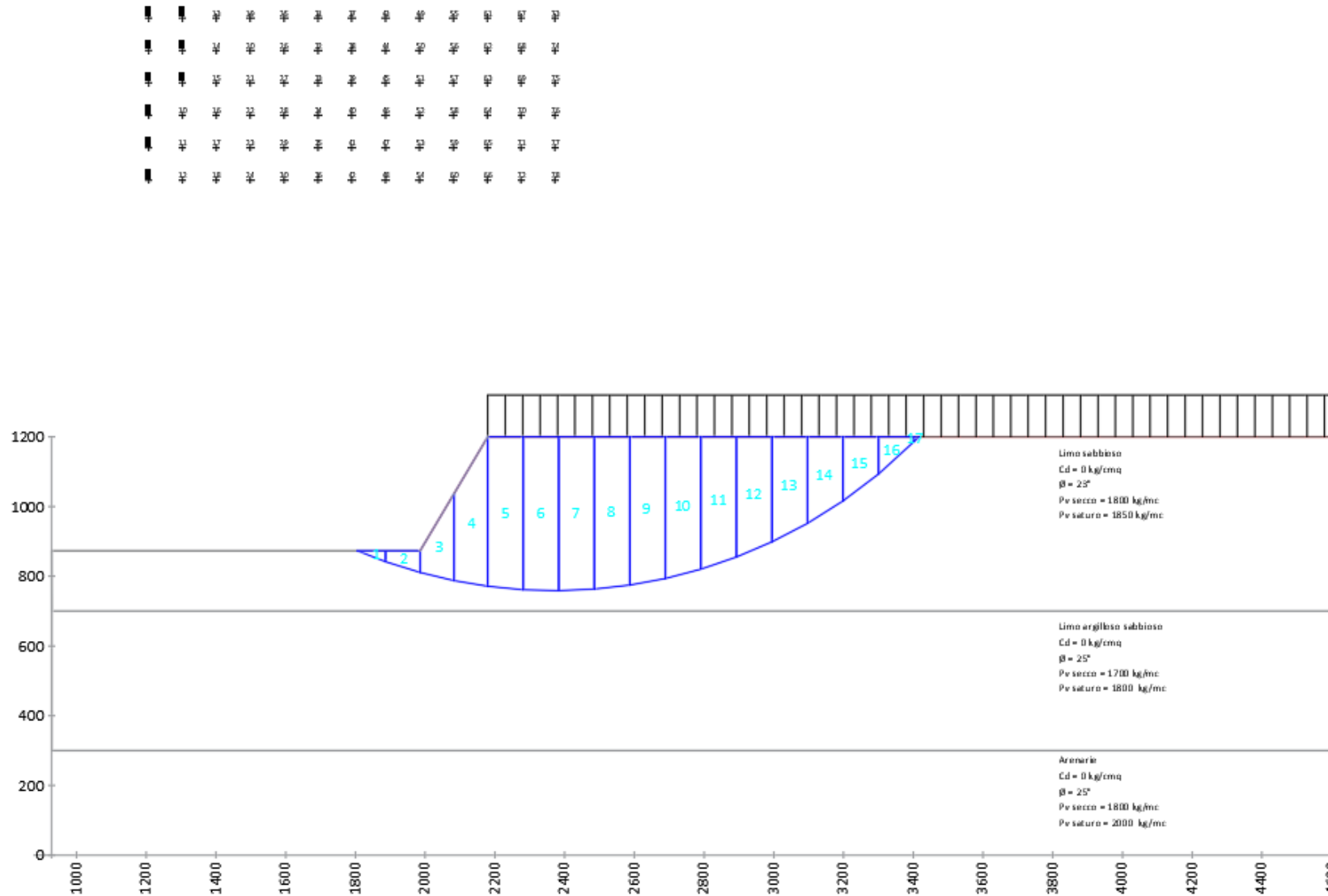
I CASSERI ANDRANNO TAGLIATI  
COSÌ DA SEGUIRE L'ANDAMENTO  
DELLA CURVATURA DEL CONO

DETTAGLI





Rappresentazione grafica della suddivisione in strati della superficie di scorrimento secondo il metodo di Bishop.



LEGENDA COEFFICIENTI		
N	Raggio	FS
6	1219	3.3954
49	1538	2.8204
50	1446	2.8314
51	1353	2.8449
52	1261	2.8618
53	1169	2.8831
54	1077	2.91
55	1552	2.066
56	1461	2.3892
57	1370	2.3877
58	1279	2.7234
59	1188	2.7297
60	1098	2.7391
61	1572	1.4569
62	1482	1.7686
63	1392	1.7593
64	1303	1.7506
65	1214	1.7429
66	1126	2.0459
67	1598	1.5372
68	1509	1.5309
69	1421	1.5254
70	1334	1.5211
71	1247	1.5187
72	1162	1.5188
73	1629	1.3642
74	1542	1.3618
75	1456	1.361
76	1371	1.3624
77	1287	1.3667
78	1204	1.375