

**COMMITTENTE**

Comune di Guiglia - PIVA 00641440367 - Piazza Gramsci n.1 41052 Guiglia (MO)  
Responsabile Unico Procedimento Geom. Lucio Amidei

**GUIGLIA (MO)****DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE  
DELLA SCUOLA PRIMARIA DI  
ROCCAMALATINA****PROGETTISTA**

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

*mandante RTP*  
Professionista ISO IEC 17024  
Studio Associato  
GRAZIANI SPARAPANI  
via I Maggio 1/5, 62100 Macerata  
P.Iva 01755520432  
Tel. +39 0733 283116

**Progetto Esecutivo****Elaborati generali****RELAZIONE GEOTECNICA****Repertorio/Posizione** 2813/01**Data** Giugno 2020**Verificato da** AC**E-GH****Scala**

N.	Descrizione	Data
0	Prima emissione	Giu 2020
1	Revisione	Giu 2020
2		
3		
4		



RELAZIONE GEOTECNICA



Comune di Guiglia

Piazza Gramsci n.1, 41052 Guiglia (MO) – PIVA 00641440367

DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DELLA SCUOLA PRIMARIA DI ROCCAMALATINA

**Progetto Esecutivo**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

RELAZIONE GEOTECNICA

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. INDAGINI.....</b>	<b>3</b>
<b>3. GEOLOGIA.....</b>	<b>4</b>
<b>4. GEOMORFOLOGIA.....</b>	<b>4</b>
<b>5. IDROGEOLOGIA .....</b>	<b>4</b>
<b>6. MODELLO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO .....</b>	<b>5</b>
<b>7. MODELLO GEOTECNICO .....</b>	<b>7</b>
<b>8. SISMICITÀ.....</b>	<b>8</b>
8.1.    Storicità sismica .....	8
8.2.    Azione sismica di riferimento.....	9
8.3.    Categoria di sottosuolo .....	10
8.3.1.    Amplificazione stratigrafica .....	10
8.4.    Categoria topografica .....	11
8.4.1.    Amplificazione topografica .....	11
<b>9. FONDAZIONI .....</b>	<b>12</b>
<b>10. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE FONDAZIONI SECONDO NTC 2018.....</b>	<b>13</b>
10.1.    Dimensionamento e Verifiche fondazioni superficiali .....	15
<b>11. VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE – CORPO SCUOLA.....</b>	<b>16</b>
11.1.    Verifica allo SLU .....	16
11.1.1.    Carico limite e scorrimento .....	16
11.2.    Verifica allo SLV.....	22
11.2.1.    Carico limite e scorrimento .....	22
<b>12. VERIFICA DELLA PALTEA DI FONDAZIONE – CORPO SERVIZI.....</b>	<b>26</b>
12.1.    Verifica allo SLU .....	26
12.1.1.    Carico limite e scorrimento .....	26
12.2.    Verifica allo SLV.....	32
12.2.1.    Carico limite e scorrimento .....	32
<b>13. VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO.....</b>	<b>36</b>
13.1.    Muro di sostegno tipo 1 .....	36
13.1.1.    Verifiche geotecniche allo SLU .....	37
13.1.2.    Verifiche geotecniche allo SLV .....	39
13.2.    Calcolo delle armature .....	44
13.3.    Muro di sostegno tipo 2 .....	48
13.3.1.    Verifiche geotecniche allo SLU .....	48
13.3.2.    Verifiche geotecniche allo SLV .....	51
13.3.3.    Calcolo delle armature .....	56
13.4.    Muro di sostegno tipo 3 .....	60
13.4.1.    Verifiche geotecniche allo SLU .....	61
13.4.2.    Verifiche geotecniche allo SLV .....	63
13.5.    Calcolo delle armature .....	68
<b>14. VERIFICA DEL MURO ESISTENTE.....</b>	<b>72</b>

## 1. PREMESSA

La seguente relazione riguarda la demolizione e ricostruzione della Scuola Primaria sita a Roccamalatina di Guiglia in provincia di Modena.

## 2. INDAGINI

Nell'anno 2011 è stata eseguita una prima campagna di indagini sul sito per la realizzazione del nuovo Refettorio in ampliamento al fabbricato esistente, quest'ultimo oggetto di demolizione e ricostruzione. Successivamente nell'anno 2017, è stata eseguita una campagna geognostica preliminare a supporto dei dati già esistenti, rielaborata ed adeguata alle nuove NTC 2018 nel Gennaio del 2020. Lo studio di caratterizzazione geologica, sismica e geotecnica svolto in tali fasi ha comportato l'esecuzione delle seguenti indagini e prove in sito:

- **INDAGINI 2017 – Studio Preliminare per la demolizione e ricostruzione del fabbricato scolastico**
  - n° 6 prove penetrometriche dinamiche DPSH spinte sino a rifiuto strumentale variabile da -2.00 m a -7.80 m;
  - n° 1 sondaggio a carotaggio continuo con prelievo di campioni disturbati e indisturbati spinto alla profondità di -15.00 m all'interno della formazione geologica in posto non alterata;
  - n° 1 indagine sismica a rifrazione di microtremori a stazione singola HV Nakamura – **Rielaborazione 2020.**
- **INDAGINI 2011 – Studio Geologico per la realizzazione del Refettorio in ampliamento al fabbricato**
  - n° 7 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
  - n° 4 sondaggi esplorativi mediante escavatore meccanico;
  - n° 1 indagine sismica a rifrazione in array lineare tipologia MASW – **Rielaborazione 2020.**

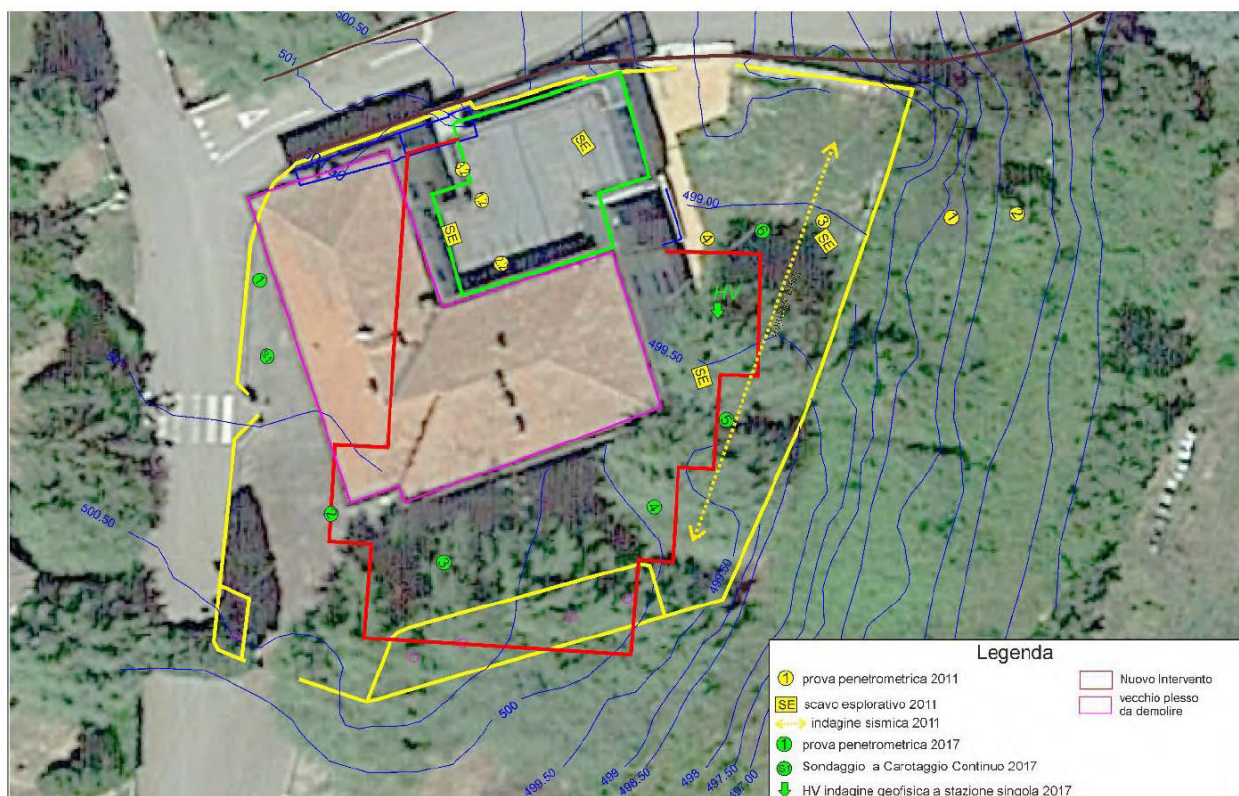


Figura 1 – Ubicazione delle indagini geognostiche eseguite (vedere Relazione Geologica)

### 3. GEOLOGIA

Nell'intorno del sito investigato si rinvencono depositi di superficie prevalentemente detritici fini con trovanti arenacei, in parte di origine antropica (riporto) ed in parte di disaggregazione esogena delle formazioni circostanti. Sotto a tale copertura detritica è presente una formazione variabilmente addensata siltoso-sabbioso ed arenacea. Dalla consultazione della cartografia geologica, redatta dalla regione Emilia-Romagna (progetto CARG) presso l'area di interesse, affiorano coperture detritiche superficiali e sottostanti formazioni geologiche:

#### **a4 – Deposito eluvio-colluviale**

Coltre di materiale detritico, generalmente fine (sabbie, limi e peliti) prodotto da alterazioni "in situ" o selezionato dall'azione mista delle acque di ruscellamento e della gravità, con a luoghi clasti a spigoli vivi o leggermente arrotondati.

#### **PAT – FORMAZIONE DI PANTANO**

Areniti siltose fini e finissime, grigie (beige se alterate), alternate a peliti marnose e siltose grigio-chiare con una stratificazione generalmente poco marcata o addirittura impercettibile a causa dell'intensa bioturbazione, inoltre sono presenti resti di Echinidi, Gasteropodi e Lamellibranchi. Alla base talora affiorano delle areniti glauconitiche. Localmente si intercalano strati arenacei risedimentati medi, mal strutturati, di colore nocciola. Verso l'alto affiorano livelli di marne siltose grigio-azzurre laminate.

### 4. GEOMORFOLOGIA

La ricostruzione morfologica dell'area dell'abitato di Roccamalatina, lungo la Strada Provinciale, è esemplificabile come un'ampia vallecchia colmata dai detriti di disaggregazione delle formazioni arenacee (PAT). Il fabbricato scolastico è situato alla sommità del versante Ovest dell'abitato di Roccamalatina, lungo una pseudo dorsale ad andamento Nord-Sud. In questo contesto morfologico, si ha una variabilità dello spessore della copertura detritica da 1.00 m sino a 8.00 m lungo il versante a valle del fabbricato scolastico.

### 5. IDROGEOLOGIA

L'area è situata all'apice di una dorsale di versante, a valle di essa si incanalano le acque meteoriche sino ad infiltrarsi e drenare verso valle nel corpo detritico summenzionato. L'idrogeologia dell'area è condizionata dalla permeabilità dei litotipi e, nello specifico, dalla corte detritica superficiale mediamente permeabile e dal substrato formazionale siltoso, contraddistinto da sostanziale bassa permeabilità alternata a discreta conducibilità per fratturazione del litotipo. I fattori antropici condizionano anche il deflusso naturale delle acque, nella parte a monte del lotto insistono strade, fabbricati e muri di contenimento che ne ostacolano il lineare deflusso. Al fine di compatibilizzare l'inserimento del fabbricato in tale contesto è importante intervenire con anelli dreni perimetrali alle strutture interrato, scoline bordo strada, vespai drenanti a tergo di muri di contenimento, il tutto per facilitare il deflusso delle acque per gravità.



## 6. MODELLO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO

Sulla scorta delle indagini eseguite, integrate dai dati diretti provenienti dal carotaggio continuo, sono stati definiti due profili di terreno data la variabilità areale e verticale degli stessi:

- **PROFILO 1 – zona Ovest e Sud:** le prove 1-2-3-4-S1 (2017), 2.2 (2011) evidenziano un metro di riporto e, sino a circa -7.00 m, una sottostante copertura detritica a resistenza variabile costituita da detrito limoso sabbioso con presenza di trovanti arenaceo siltosi localmente molto fratturati e/o alterati, caratterizzati da resistenza alla penetrazione dinamica  $Q_{cd}$  da 1.5 a 25.0 MPa. Il Substrato, alterato-fratturato al tetto, è costituito da areniti siltose e peliti marnose stratificate sino a -15.00 m.
- **PROFILO 2 – zona Est-Valle e Nord-Centrale:** le prove 5-6 (2017), 1-3-4-1.2-3.2 (2011) evidenziano riporto detritico superficiale fine limoso, argilloso sabbioso dello spessore di circa 2.00 m, caratterizzati da un numero di colpi che va da 1 a 8 e da una resistenza alla penetrazione dinamica  $Q_{cd}$  da 1.0 a 6.0 Mpa. Successivamente, sino a circa -8.00 m, si riscontra la copertura detritica costituita da detrito limoso sabbioso con presenza di trovanti e roccia arenacea siltosa localmente molto fratturata e/o alterata che ha impedito l'approfondirsi delle prove, caratterizzata da un numero di colpi maggiore di 50 e da resistenza alla penetrazione dinamica  $Q_{cd}$  maggiore di 30.0 Mpa. Il Substrato, alterato-fratturato al tetto, è costituito da areniti siltose e peliti marnose stratificate sino a -15.00 m.

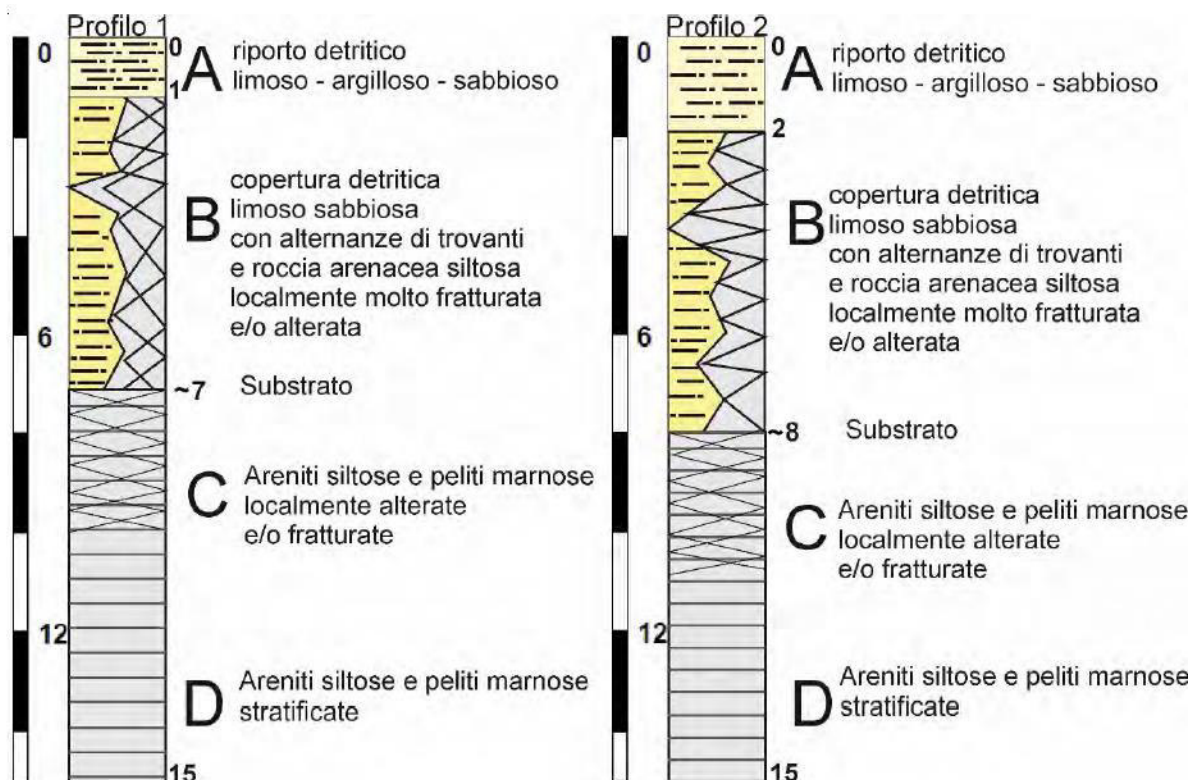


Figura 2 – Profili e modelli litostratigrafici

Dall'esecuzione delle prove geotecniche non è stata rilevata la presenza di falda freatica, tuttavia si riscontrano delle infiltrazioni superficiali, strettamente connesse agli eventi meteorici, che possono circolare all'interno dei primi 7.00/8.00 m di materiale detritico semi-permeabile e che lentamente defluiscono verso valle.

RELAZIONE GEOTECNICA

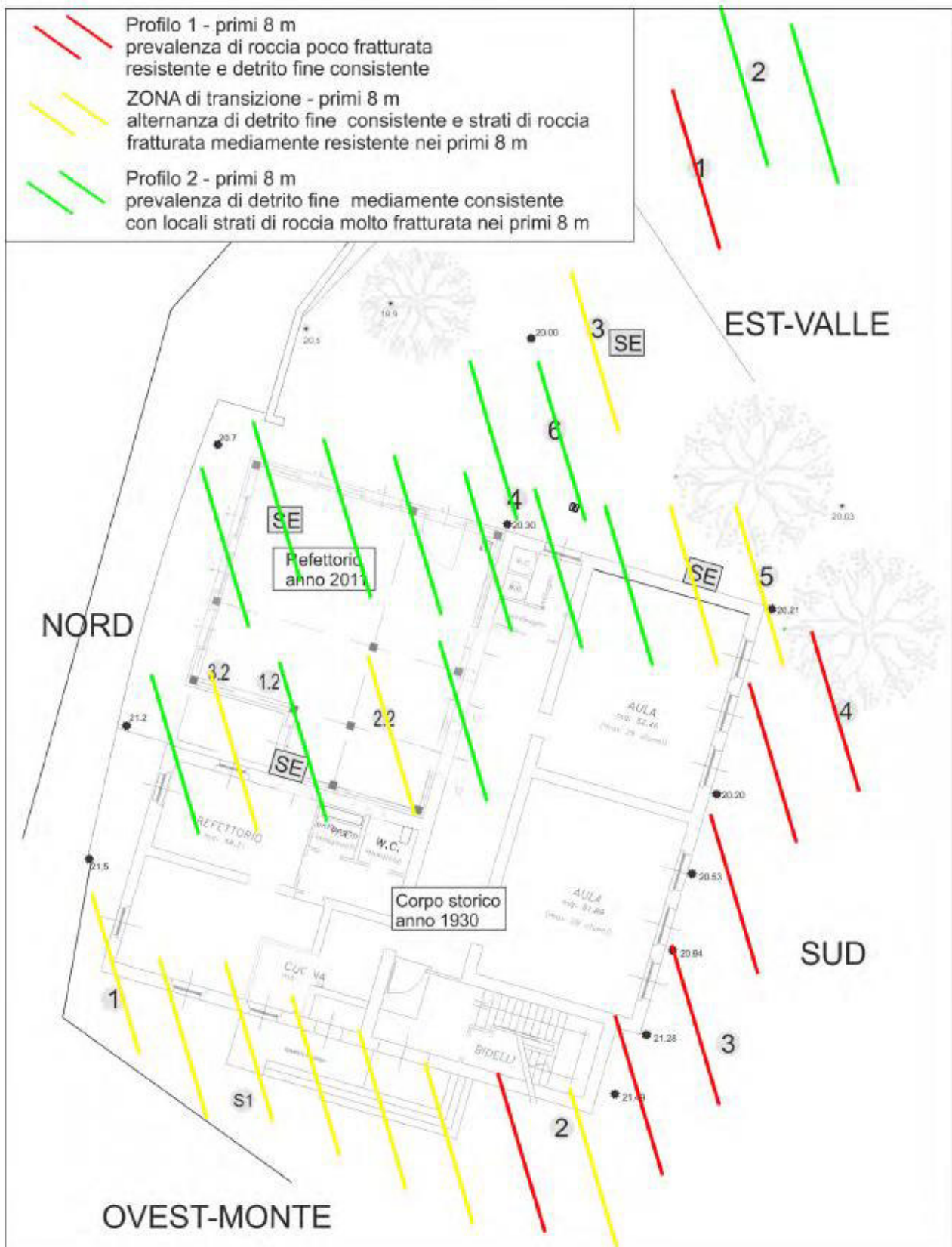


Figura 3 – Disposizione in planimetria dei profili litostratigrafici

RELAZIONE GEOTECNICA

## 7. MODELLO GEOTECNICO

Sulla base delle indagini effettuate, e delle prove di laboratorio eseguite sulle carote di terreno estratte, è stato possibile elaborare il seguente modello geotecnico:

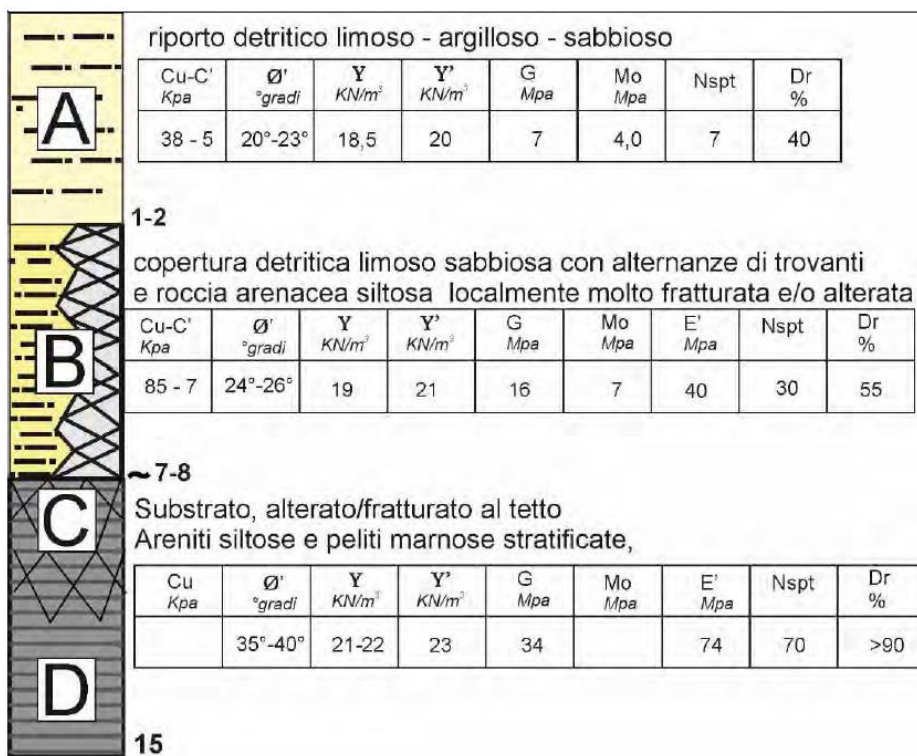


Figura 4 – Modello geotecnico

Si precisa che data la presenza di terreni semipermeabili, in occasione di episodi meteorologici prolungati ed intensi, può instaurarsi una falda freatica temporanea e sospesa. Pertanto, non è necessario effettuare le verifiche geotecniche a breve termine, tuttavia, è opportuno prevedere l'impermeabilizzazione standard ed un vespaio con tubo dreno perimetrale a tutto il vano interrato, al fine di regimare le acque che si dovessero infiltrare e scorrere in profondità.



RELAZIONE GEOTECNICA

## 8. SISMICITÀ

### 8.1. Storicità sismica

Attraverso la consultazione del database macrosismico ITALIANO DBMI15 (INGV) si illustrano i principali eventi sismici con intensità macrosismica (MCS) grado da 1-7, registrati in riferimento al sito di interesse:

Intensity	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
3	1887 02 23 05 21 50.00	Liguria occidentale	1511	9	6,27
NF	1897 09 06 03 10 44.00	Valdarno inferiore	104	5-6	4,59
NF	1902 03 05 07 06	Garfagnana	83	7	4,98
3	1904 02 25 18 47 50.00	Reggiano	62	6	4,81
4	1904 06 10 11 15 28.00	Frignano	101	6	4,82
NF	1904 11 17 05 02	Pistoiese	204	7	5,1
4-5	1909 01 13 00 45	Emilia Romagna orientale	867	6-7	5,36
5	1914 10 27 09 22	Lucchesia	660	7	5,63
3	1919 06 29 15 06 13.00	Mugello	565	10	6,38
6	1920 09 07 05 55 40.00	Garfagnana	750	10	6,53
4	1923 06 28 15 12	Modenese	22	6	5,04
3	1929 04 10 05 44	Bolognese	87	6	5,05
4	1929 04 19 04 16	Bolognese	82	6-7	5,13
5	1929 04 20 01 10	Bolognese	109	7	5,36
4	1929 04 29 18 36	Bolognese	45	6	5,2
5	1929 05 11 19 23	Bolognese	64	6-7	5,29
3	1930 05 24 22 02	Appennino tosco-emiliano	43	5	4,91
2	1931 06 10 17 02	Modenese	14	4	4,59
3	1983 11 09 16 29 52.00	Parmense	850	6-7	5,04
NF	1986 12 06 17 07 19.77	Ferrarese	604	6	4,43
NF	1992 04 17 11 59 07.29	Appennino bolognese	56	4-5	4,11
NF	1995 10 10 06 54 21.72	Lunigiana	341	7	4,82
4-5	1999 07 07 17 16 12.59	Frignano	32	5	4,67
NF	2000 06 18 07 42 07.68	Pianura emiliana	304	5-6	4,4
2	2000 10 03 01 12 36.56	Frignano	62	5	4,22
NF	2002 06 08 20 13 07.10	Frignano	115	4	4,23
NF	2002 06 18 22 23 38.10	Frignano	186	4	4,3
NF	2002 11 13 10 48 03.19	Franciaorta	768	5	4,21
4-5	2003 09 14 21 42 53.18	Appennino bolognese	133	6	5,24

#### Guiglia (MO)

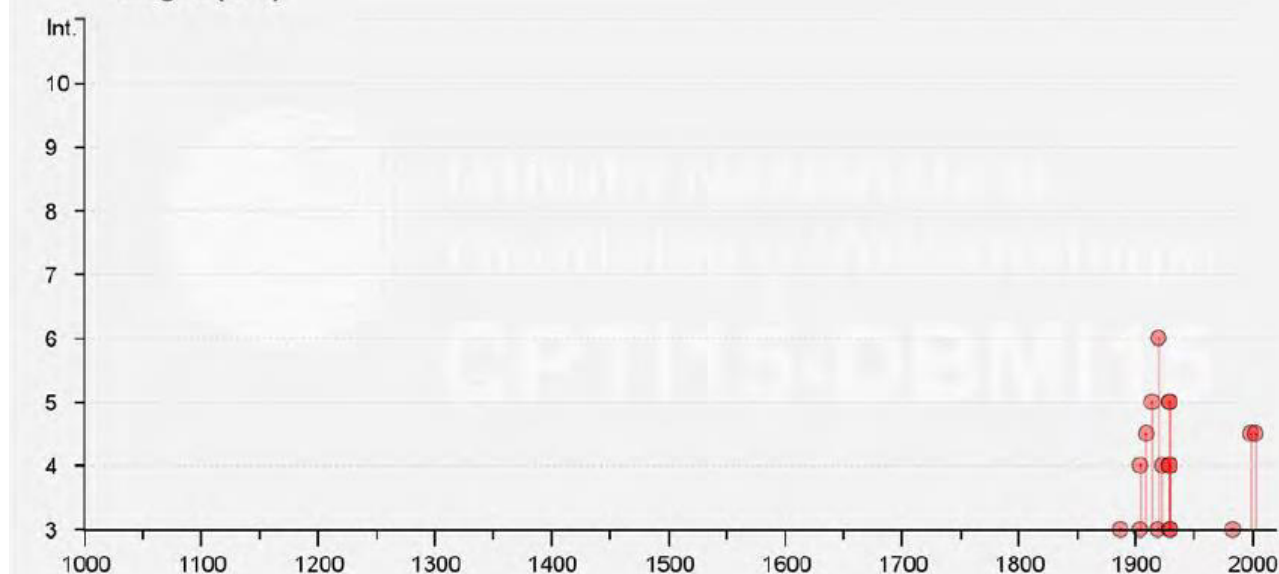


Figura 5 – Storia sismica relativa al sito di interesse (database macrosismico DBMI15-INGV)

RELAZIONE GEOTECNICA

Le più alte intensità macrosismiche registrate che possono interagire con la zona di Guiglia sono riferibili ai sismi dell'anno 1929 (**Mw 5.36**) e dell'anno 1919-1920 dell'Appennino Tosco-Emiliano (**Mw 6.23-6.53**).

## 8.2. Azione sismica di riferimento

Ai fini della caratterizzazione geofisica del sito, sono state eseguite indagini sismiche MASW (2011) e HVSR (2017). Si sono prese anche a riferimento le indagini geofisiche effettuate in zona durante gli studi di microzonazione sismica della zona di Roccamalatina.

Poiché l'opera in questione risulta essere di rilevante interesse pubblico, alla luce di quanto esposto nel § 7.11.3 del DM 17/01/2018 e in accordo con quanto esposto nella DGR n. 630 del 29 aprile 2019 della Regione Emilia-Romagna, è stato effettuato uno studio di risposta sismica locale di III livello di approfondimento. Per ottemperare ai riferimenti normativi citati, si è svolta un'analisi numerica monodimensionale in campo lineare equivalente.

Ai fini della restituzione dello spettro di risposta elastico, relativo allo stato limite considerato, si è svolta la verifica dell'amplificazione del sito mediante l'utilizzo di un modello simulato in campo lineare equivalente per verificare i parametri di rigidezza e smorzamento, dipendenti dallo stato di deformazione del terreno.

Tale analisi costituisce uno studio di "riferimento" del sito in esame, i cui risultati sono stati conseguiti opportunamente nei confronti dello SLV (Stato Limite Ultimo per la Salvaguardia della Vita) per classe d'uso III, ovvero per costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Come richiesto dalla normativa, a riguardo è stata condotta la modellazione considerando la classe di vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni.

Dai risultati dell'analisi di risposta sismica locale, riportati nella Relazione Geologica, si ottiene un valore di accelerazione massima attesa al suolo del valore:

$$PGA_{max} (RSL) = A_{max} (RSL) = 0.23 \text{ g (per } T = 0 \text{ s)}$$

tale valore risulta minore rispetto a quello ottenuto mediante l'utilizzo dell'approccio semplificato delle NTC 2018, pari a:

$$A_{max} (NTC 2018) = 0.26 \text{ g (per } T = 0 \text{ s)}$$

Quindi, **per lo SLV si può procedere adottando il metodo semplificato previsto dalle NTC2018.**

Di seguito si riportano i parametri principali delle NTC2018 da definire per valutare gli spettri di risposta elastici in accelerazione.

### 8.3. 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, la **categoria di sottosuolo** risulta essere pari a **B**: *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.*

#### 8.3.1. Amplificazione stratigrafica

L'amplificazione stratigrafica per categoria di sottosuolo B risulta pari a  $S_s = 1,200$  (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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

## 8.4. Categoria topografica

L'area oggetto di studio è sita in una zona di collina sulla sommità di una dorsale tra due versanti. Pertanto, dal punto di vista topografico, come indicato nella tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018, si ritiene prudentiale considerare una categoria topografica **T3 ovvero rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$** .

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 $i > 30^\circ$

### 8.4.1. 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 $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

La topografia quindi 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),  $S_T = 1.2$ .

## 9. FONDAZIONI

Per la nuova struttura del corpo scuola e del corpo servizi si è deciso di utilizzare fondazioni superficiali, poggianti sullo strato B, costituite da una platea di spessore pari a 80 cm e 50 cm, rispettivamente. Nelle verifiche effettuate sono stati applicati tutti gli opportuni coefficienti di sicurezza delle attuali NTC 2018.

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 in CD"A" che in CD"B", il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno saranno eseguiti assumendo come azione in fondazione, 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".

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni sopra definite, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile. Inoltre, le platee di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente che superiormente.



## 10. 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:

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

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:

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

L'effetto delle azioni e della 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:

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 $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

RELAZIONE GEOTECNICA

**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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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 superficiali (R3)**

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

RELAZIONE GEOTECNICA

## 10.1. Dimensionamento e Verifiche fondazioni superficiali

Per il calcolo della capacità portante di fondazioni dirette si utilizza il criterio di rottura di Coulomb attraverso la formula trinomia di Terzaghi modificata con i coefficienti correttivi di Brinch-Hansen, Vesic e Paolucci e Pecker per l'azione sismica, di seguito riportata:

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

dove:

- $c'$  è la coesione del terreno;
- $q$  è la somma del carico laterale del terreno, dovuto all'approfondimento della fondazione di una quantità  $d$  rispetto al piano campagna, e di eventuali sovraccarichi;
- $B'$  è la dimensione equivalente del lato minore della fondazione funzione dell'eccentricità del carico;
- $\gamma$  è il peso di volume del terreno;
- $N_c, N_q, N_\gamma$  sono i coefficienti di capacità portante;
- $s_c, s_q, s_\gamma$  sono i fattori di forma che tengono conto degli effetti di bordo;
- $d_c, d_q, d_\gamma$  sono i fattori di profondità che tengono conto della superficie di scorrimento estesa fino al piano campagna;
- $i_c, i_q, i_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del carico che tengono conto della riduzione della resistenza a rottura del terreno di fondazione;
- $b_c, b_q, b_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del piano di posa;
- $g_c, g_q, g_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del piano campagna;
- $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$  sono i fattori che tengono conto del punzonamento;
- $z_c, z_q, z_\gamma$  sono i fattori di Paolucci e Pecker per la correzione della capacità portante in condizioni sismiche;

Il calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette verrà effettuato seguendo la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2.

Di seguito vengono riportati i calcoli della portanza della platea di fondazione del corpo scuola.

RELAZIONE GEOTECNICA

## 11. VERIFICA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE – CORPO SCUOLA

### 11.1. Verifica allo SLU

#### 11.1.1. Carico limite e scorrimento

**CARICO LIMITE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE - SLU\_1**

#### Riferimenti normativa

L'approccio utilizzato è il 2, ovvero A1+M1+R3

#### -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	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

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

Parametro	Grandezza	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	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0

**Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1

**§7.2.5 - Requisiti strutturali degli elementi di fondazione**

Comportamento dissipativo	$\gamma_{Rd}$
CD"A"	1.3
CD"B"	1.1

RELAZIONE GEOTECNICA

**Predimensionamento**

Base	B	=	20.5	m
Altezza totale	H	=	0.65	m
Magrone	d	=	0.1	m
Approfondimento	D <sub>f</sub>	=	1.4	m
Ingombro della trave "lunghezza"	L	=	22.30	m
Inclinazione della trave rispetto all'asse Y	α	=	25	°

**Materiali**

Peso specifico cls	γ <sub>ca</sub>	=	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico cls	γ <sub>cls</sub>	=	20	kN/m <sup>3</sup>
Peso della fondazione	W <sub>f,k</sub>	=	7428.69	kN
Peso del magrone	W <sub>m,k</sub>	=	914.30	kN

**Caratteristiche del terreno**

Strato 1

Limo sabbioso e roccia arenacea

Angolo di attrito	φ	=	26	°
Peso specifico	γ	=	21	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	=	7	kN/m <sup>2</sup>
Modulo elastico	E'	=	40000	kPa
Inclinazione del pp	ε	=	0	°
Inclinazione del pc	ω	=	0	°
Sovraccarico laterale dovuto all'approfondimento	q <sub>f</sub>	=	28.35	kPa
Sovraccarico laterale	q <sub>l</sub>	=	0.00	kPa



RELAZIONE GEOTECNICA

**Sollecitazioni agenti in testa alla fondazione - SLU**

Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU_1	59.9	37.8	12548.4	2134.3	5917.7

$\Sigma$ Taglio	=	70.8	kN
$\Sigma$ Azione Normale	=	24649.1	kN
$\Sigma$ Momento,b	=	2347.7	kNm
$\Sigma$ Momento,L	=	6509.5	kNm

Eccentricità del carico nella direzione del lato B	$e_B$	=	0.10	m
Eccentricità del carico nella direzione del lato L	$e_L$	=	0.26	m
Angolo fra la direzione del carico V e la direzione L	$\theta$	=	57.75	°

-Dimensioni ridotte per effetto dell'eccentricità del carico:

Base ridotta	$B'$	=	20.31	m
Larghezza ridotta	$L'$	=	21.77	m

**Calcolo del carico limite in condizioni drenate**

<u>Fattori di capacità portante:</u>	
$N_q$	11.85
$N_c$	22.25
$N_\gamma$	10.59

<u>Fattori di forma (per <math>L/B &lt; 5</math>):</u>	
$s_q (>1)$	1.45
$s_c (>1)$	1.50
$s_\gamma (<1)$	0.63

<u>Fattori di profondità:</u>	
$d_q (>1)$	1.02
$d_c (>1)$	1.02
$d_\gamma (=1)$	1.00

<u>Fattori di inclinazione del carico:</u>			
$m_B$	1.52	$i_q (<1)$	1.00
$m_L$	1.48	$i_c (<1)$	1.00
$m_\theta$	1.51	$i_\gamma (<1)$	0.99

<u>Fattori di inclinazione del piano di posa:</u>	
$b_q (<1)$	1.00
$b_c (<1)$	1.00
$b_\gamma (<1)$	1.00

<u>Fattori di inclinazione del piano campagna:</u>	
$g_q (<1)$	1.00
$g_c (<1)$	1.00
$g_\gamma (<1)$	1.00

<u>Fattori di punzonamento:</u>			
$\sigma'_v$ [kPa]	243.60	$\Psi_q (<1)$	1.00
$G$ [kPa]	6667	$\Psi_c (<1)$	1.00
$I_r$	52.99	$\Psi_\gamma (<1)$	1.00
$I_{r,critico}$	50.21		

Carico limite di progetto della fondazione superficiale	$Q_{lim}$	=	411806	kN
	$E_{Ed}/Q_{lim}$		0.060	

Scorrimento	$R_d$	=	10929	kN
	$E_{Ed}/R_d$		0.006	

RELAZIONE GEOTECNICA

CARICO LIMITE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE - SLU\_2

**Riferimenti normativa**

L'approccio utilizzato è il 2, ovvero A1+M1+R3

-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	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

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

Parametro	Grandezza	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	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0

**Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1

**§7.2.5 - Requisiti strutturali degli elementi di fondazione**

Comportamento dissipativo	$\gamma_{Rd}$
CD "A"	1.3
CD "B"	1.1

RELAZIONE GEOTECNICA

**Predimensionamento**

Base	B	=	20.5	m
Altezza totale	H	=	0.65	m
Magrone	d	=	0.1	m
Approfondimento	D <sub>f</sub>	=	1.35	m
Ingombro della trave "lunghezza"	L	=	22.3	m
Inclinazione della trave rispetto all'asse Y	$\alpha$	=	25	°

**Materiali**

Peso specifico cls	$\gamma_{ca}$	=	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico cls	$\gamma_{cls}$	=	20	kN/m <sup>3</sup>
Peso della fondazione	W <sub>f,k</sub>	=	7428.6875	kN
Peso del magrone	W <sub>m,k</sub>	=	914.3	kN

**Caratteristiche del terreno**

Strato 1

Limo sabbioso e roccia arenacea

Angolo di attrito	$\phi$	=	26	°
Peso specifico	$\gamma$	=	21	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	=	7	kN/m <sup>2</sup>
Modulo elastico	E'	=	40000	kPa
Inclinazione del pp	$\varepsilon$	=	0	°
Inclinazione del pc	$\omega$	=	0	°
Sovraccarico laterale dovuto all'approfondimento	q <sub>f</sub>	=	28.35	kPa
Sovraccarico laterale	q <sub>l</sub>	=	0	kPa

RELAZIONE GEOTECNICA

**Sollecitazioni agenti in testa alla fondazione - SLU**

Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU_2	59.3	30.0	13366.7	1116.7	6009.2

$\Sigma$ Taglio	=	66.5	kN
$\Sigma$ Azione Normale	=	25549.3	kN
$\Sigma$ Momento,b	=	1228.4	kNm
$\Sigma$ Momento,L	=	6610.1	kNm

Eccentricità del carico nella direzione del lato B	$e_B$	=	0.05	m
Eccentricità del carico nella direzione del lato L	$e_L$	=	0.26	m
Angolo fra la direzione del carico V e la direzione L	$\theta$	=	63.17	°

-Dimensioni ridotte per effetto dell'eccentricità del carico:

Base ridotta	$B'$	=	20.40	m
Larghezza ridotta	$L'$	=	21.78	m

**Calcolo del carico limite in condizioni drenate**

<u>Fattori di capacità portante:</u>	
$N_q$	11.85
$N_c$	22.25
$N_\gamma$	10.59

<u>Fattori di forma (per <math>L/B &lt; 5</math>):</u>	
$s_q (>1)$	1.46
$s_c (>1)$	1.50
$s_\gamma (<1)$	0.63

<u>Fattori di profondità:</u>	
$d_q (>1)$	1.02
$d_c (>1)$	1.02
$d_\gamma (=1)$	1.00

<u>Fattori di inclinazione del carico:</u>			
$m_B$	1.52	$i_q (<1)$	1.00
$m_L$	1.48	$i_c (<1)$	1.00
$m_\theta$	1.51	$i_\gamma (<1)$	0.99

<u>Fattori di inclinazione del piano di posa:</u>	
$b_q (<1)$	1.00
$b_c (<1)$	1.00
$b_\gamma (<1)$	1.00

<u>Fattori di inclinazione del piano campagna:</u>	
$g_q (<1)$	1.00
$g_c (<1)$	1.00
$g_\gamma (<1)$	1.00

<u>Fattori di punzonamento:</u>			
$\sigma'_v$ [kPa]	243.60	$\Psi_q (<1)$	1.00
$G$ [kPa]	6667	$\Psi_c (<1)$	1.00
$I_r$	52.99	$\Psi_\gamma (<1)$	1.00
$I_{r,critico}$	50.07		

Carico limite di progetto della fondazione superficiale	$Q_{lim}$	=	414868	kN
	$E_{Ed}/Q_{lim}$		0.062	

Scorrimento	$R_d$	=	11328	kN
	$E_{Ed}/R_d$		0.006	

RELAZIONE GEOTECNICA

## 11.2. Verifica allo SLV

### 11.2.1. Carico limite e scorrimento

#### CARICO LIMITE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE - SLV

TIPOLOGIA DI FONDAZIONE:

PLATEA

#### Riferimenti normativa

L'approccio utilizzato è il 2, ovvero A1+M1+R3

-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	$\gamma_{Qi}$	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
Resistenze non drenate	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0

Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1

§7.2.5 - Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

Comportamento dissipativo	$\gamma_{Rd}$
CD"A"	1.3
CD"B"	1.1



**RELAZIONE GEOTECNICA**

**Dati:**

-Caratteristiche del terreno:

Angolo di attrito	$\phi$	=	26	°
Peso specifico	$\gamma$	=	21	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	$c'$	=	7	kPa
Modulo elastico	$E'$	=	40000	kPa
Inclinazione del pp	$\varepsilon$	=	0	°
Inclinazione del pc	$\omega$	=	0	°
Sovraccarico laterale dovuto all'approfondimento	$q_f$	=	28.35	kPa
Sovraccarico laterale	$q_l$	=	0.00	kPa
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	=	0.26	-

-Geometria della fondazione:

Base	B	=	20.50	m
Altezza totale	H	=	0.65	m
Magrone	d	=	0.10	m
Approfondimento	Df	=	1.35	m
Ingombro della trave "lunghezza"	L	=	22.30	m
Inclinazione della trave rispetto all'asse Y	$\alpha$	=	25.00	°

**Materiali**

Peso specifico cls	$\gamma_{ca}$	=	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico cls	$\gamma_{cls}$	=	20.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso della fondazione	$W_{f,k}$	=	7428.69	kN
Peso del magrone	$W_{m,k}$	=	914.30	kN

-Caratteristiche di sollecitazione:

Sollecitazioni da modello di calcolo					
Comb.	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	kN	kNm	kNm	kN	kN
3	6928.48	-4137.43	-1190.09	-1397.47	-285.67
4	6707.60	-264.44	-7454.42	-1330.41	336.24
5	6927.90	-4208.32	-960.89	-1402.49	-294.44
6	6639.74	100.05	-7929.95	-1321.10	310.47
7	6822.15	-6483.57	96.42	-567.17	-1297.16
8	6981.93	-7295.15	-113.89	207.08	-1314.22
9	6821.62	-6553.97	326.16	-572.16	-1305.96
10	7173.97	-8312.28	2140.77	243.92	-1212.93
11	7419.08	-6332.56	-2324.74	1266.57	-333.98
12	7198.17	-2459.35	-8589.07	1333.66	287.93
13	7418.48	-6403.19	-2095.42	1261.55	-342.76
14	7681.00	-5215.88	-3286.05	1337.73	528.37
15	7144.46	699.29	-9668.07	-270.94	1316.38
16	7304.24	-112.25	-9878.10	503.33	1299.35
17	7143.91	628.67	-9438.35	-275.98	1307.60
18	7020.08	1452.64	-12706.84	498.61	1201.02

Sollecitazioni di progetto						
N <sub>d</sub>	M <sub>d,x</sub>	M <sub>d,y</sub>	F <sub>d,x</sub>	F <sub>d,y</sub>	$\theta$	H
kN	kNm	kNm	kN	kN	°	kN
7621.33	4551.18	1309.10	1537.22	314.24	11.55	1569.01
7378.36	290.89	8199.87	1463.45	369.86	14.18	1509.47
7620.69	4629.16	1056.98	1542.74	323.88	11.86	1576.37
7303.71	110.05	8722.94	1453.21	341.52	13.23	1492.80
7504.37	7131.93	106.06	623.89	1426.88	66.38	1557.31
7680.12	8024.66	125.28	227.79	1445.64	81.05	1463.48
7503.78	7209.37	358.78	629.38	1436.56	66.34	1568.38
7891.37	9143.50	2354.84	268.31	1334.22	78.63	1360.93
8160.99	6965.81	2557.21	1393.23	367.38	14.77	1440.85
7917.99	2705.29	9447.98	1467.03	316.72	12.18	1500.83
8160.33	7043.51	2304.97	1387.71	377.04	15.20	1438.01
8449.10	5737.47	3614.65	1471.50	581.21	21.55	1582.13
7858.91	769.22	10634.88	298.03	1448.02	78.37	1478.37
8034.66	123.48	10865.91	553.66	1429.29	68.83	1532.77
7858.30	691.54	10382.19	303.58	1438.36	78.08	1470.05
7722.09	1597.90	13977.52	548.47	1321.12	67.45	1430.45

RELAZIONE GEOTECNICA

Coefficienti correttivi												
$e_B$	$e_L$	$B'$	$L'$	Fattori di capacità portante			Fattori di forma (per $L/B < 5$ )			Fattori di profondità		
m	m	m	m	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$s_q (>1)$	$s_c (>1)$	$s_\gamma (<1)$	$d_q (>1)$	$d_c (>1)$	$d_\gamma (=1)$
0.60	0.17	19.31	21.96	11.85	22.25	10.59	1.43	1.47	0.65	1.02	1.02	1.00
0.04	1.11	20.42	20.08	11.85	22.25	10.59	1.50	1.54	0.59	1.02	1.02	1.00
0.61	0.14	19.29	22.02	11.85	22.25	10.59	1.43	1.47	0.65	1.02	1.02	1.00
0.02	1.19	20.47	19.91	11.85	22.25	10.59	1.50	1.55	0.59	1.02	1.02	1.00
0.95	0.01	18.60	22.27	11.85	22.25	10.59	1.41	1.44	0.67	1.02	1.02	1.00
1.04	0.02	18.41	22.27	11.85	22.25	10.59	1.40	1.44	0.67	1.02	1.02	1.00
0.96	0.05	18.58	22.20	11.85	22.25	10.59	1.41	1.45	0.67	1.02	1.02	1.00
1.16	0.30	18.18	21.70	11.85	22.25	10.59	1.41	1.45	0.66	1.02	1.02	1.00
0.85	0.31	18.79	21.67	11.85	22.25	10.59	1.42	1.46	0.65	1.02	1.02	1.00
0.34	1.19	19.82	19.91	11.85	22.25	10.59	1.49	1.53	0.60	1.02	1.02	1.00
0.86	0.28	18.77	21.74	11.85	22.25	10.59	1.42	1.46	0.65	1.02	1.02	1.00
0.68	0.43	19.14	21.44	11.85	22.25	10.59	1.44	1.48	0.64	1.02	1.02	1.00
0.10	1.35	20.30	19.59	11.85	22.25	10.59	1.51	1.55	0.59	1.02	1.02	1.00
0.02	1.35	20.47	19.60	11.85	22.25	10.59	1.51	1.56	0.58	1.02	1.02	1.00
0.09	1.32	20.32	19.66	11.85	22.25	10.59	1.50	1.55	0.59	1.02	1.02	1.00
0.21	1.81	20.09	18.68	11.85	22.25	10.59	1.52	1.57	0.57	1.02	1.02	1.00

Coefficienti correttivi												
Fattori di punzonamento							Fattori di inclinazione del piano di posa			Fattori di inclinazione del piano campagna		
$\sigma'_v$ [kPa]	G [kPa]	$i_r$	$i_{r,critico}$	$\Psi_q (<1)$	$\Psi_c (<1)$	$\Psi_\gamma (<1)$	$b_q (<1)$	$b_c (<1)$	$b_\gamma (<1)$	$g_q (<1)$	$g_c (<1)$	$g_\gamma (<1)$
243.60	6666.7	52.99	52.18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	47.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	52.32	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	46.88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	53.87	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	54.19	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	53.81	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	53.765	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	52.64	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	48.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	52.77	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	51.68	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	46.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	46.33	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	46.68	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
243.60	6666.7	52.99	45.31	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti correttivi									
Fattori di inclinazione del carico						Fattori per l'effetto dell'azione sismica			
$m_B$	$m_L$	$m_\theta$	$i_q (<1)$	$i_c (<1)$	$i_\gamma (<1)$	$z_q$	$z_c$	$z_\gamma$	
1.53	1.47	1.47	0.84	0.82	0.75	0.76	0.92	0.76	
1.50	1.50	1.50	0.84	0.82	0.75	0.76	0.92	0.76	
1.53	1.47	1.47	0.84	0.82	0.74	0.76	0.92	0.76	
1.49	1.51	1.51	0.84	0.82	0.75	0.76	0.92	0.76	
1.54	1.46	1.53	0.93	0.93	0.89	0.76	0.92	0.76	
1.55	1.45	1.55	0.98	0.97	0.96	0.76	0.92	0.76	
1.54	1.46	1.53	0.93	0.92	0.89	0.76	0.92	0.76	
1.54	1.46	1.54	0.97	0.97	0.95	0.76	0.92	0.76	
1.54	1.46	1.47	0.86	0.84	0.77	0.76	0.92	0.76	
1.50	1.50	1.50	0.84	0.83	0.75	0.76	0.92	0.76	
1.54	1.46	1.47	0.86	0.84	0.77	0.76	0.92	0.76	
1.53	1.47	1.48	0.85	0.84	0.76	0.76	0.92	0.76	
1.49	1.51	1.49	0.97	0.96	0.95	0.76	0.92	0.76	
1.49	1.51	1.49	0.94	0.94	0.90	0.76	0.92	0.76	
1.49	1.51	1.49	0.97	0.96	0.95	0.76	0.92	0.76	
1.48	1.52	1.49	0.94	0.93	0.90	0.76	0.92	0.76	

RELAZIONE GEOTECNICA

VERIFICA DI PORTANZA			
Comb.	N <sub>d</sub>	Q <sub>lim</sub>	N <sub>d</sub> /Q <sub>lim</sub>
	kN	kN	-
3	7621.33	236226.53	<b>0.032</b>
4	7378.36	228491.57	<b>0.032</b>
5	7620.69	236579.29	<b>0.032</b>
6	7303.71	226677.07	<b>0.032</b>
7	7504.37	263248.30	<b>0.029</b>
8	7680.12	276485.84	<b>0.028</b>
9	7503.78	261702.15	<b>0.029</b>
10	7891.37	262459.81	<b>0.030</b>
11	8160.99	230828.55	<b>0.035</b>
12	7917.99	218605.31	<b>0.036</b>
13	8160.33	231556.45	<b>0.035</b>
14	8449.10	231889.29	<b>0.036</b>
15	7858.91	268884.33	<b>0.029</b>
16	8034.66	261137.55	<b>0.031</b>
17	7858.30	270153.74	<b>0.029</b>
18	7722.09	238545.54	<b>0.032</b>

VERIFICA DI SCORRIMENTO			
Comb.	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub> /R <sub>d</sub>
	kN	kN	-
3	1569.01	3379.25	<b>0.464</b>
4	1509.47	3271.52	<b>0.461</b>
5	1576.37	3378.96	<b>0.467</b>
6	1492.80	3238.42	<b>0.461</b>
7	1557.31	3327.38	<b>0.468</b>
8	1463.48	3405.31	<b>0.430</b>
9	1568.38	3327.13	<b>0.471</b>
10	1360.93	3498.98	<b>0.389</b>
11	1440.85	3618.53	<b>0.398</b>
12	1500.83	3510.78	<b>0.427</b>
13	1438.01	3618.23	<b>0.397</b>
14	1582.13	3746.27	<b>0.422</b>
15	1478.37	3484.59	<b>0.424</b>
16	1532.77	3562.52	<b>0.430</b>
17	1470.05	3484.32	<b>0.422</b>
18	1430.45	3423.92	<b>0.418</b>

RELAZIONE GEOTECNICA

## 12. VERIFICA DELLA PALTEA DI FONDAZIONE – CORPO SERVIZI

### 12.1. Verifica allo SLU

#### 12.1.1. Carico limite e scorrimento

**CARICO LIMITE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE - SLU\_1**

#### Riferimenti normativa

L'approccio utilizzato è il 2, ovvero A1+M1+R3

#### -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	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

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

Parametro	Grandezza	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	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0

**Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1

**§7.2.5 - Requisiti strutturali degli elementi di fondazione**

Comportamento dissipativo	$\gamma_{Rd}$
CD"A"	1.3
CD"B"	1.1

## RELAZIONE GEOTECNICA

### Predimensionamento

Base	B	=	9	m
Altezza totale	H	=	0.5	m
Magrone	d	=	0.1	m
Approfondimento	D <sub>f</sub>	=	1.4	m
Ingombro della trave "lunghezza"	L	=	6.00	m
Inclinazione della trave rispetto all'asse Y	$\alpha$	=	25	°

### Materiali

Peso specifico cls	$\gamma_{ca}$	=	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico cls	$\gamma_{cls}$	=	20	kN/m <sup>3</sup>
Peso della fondazione	W <sub>f,k</sub>	=	675.00	kN
Peso del magrone	W <sub>m,k</sub>	=	108.00	kN

### Caratteristiche del terreno

Strato 1	Limo sabbioso e roccia arenacea			
Angolo di attrito	$\phi$	=	26	°
Peso specifico	$\gamma$	=	21	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	=	7	kN/m <sup>2</sup>
Modulo elastico	E'	=	40000	kPa
Inclinazione del pp	$\varepsilon$	=	0	°
Inclinazione del pc	$\omega$	=	0	°
Sovraccarico laterale dovuto all'approfondimento	q <sub>f</sub>	=	28.35	kPa
Sovraccarico laterale	q <sub>l</sub>	=	0.00	kPa



RELAZIONE GEOTECNICA

**Sollecitazioni agenti in testa alla fondazione - SLU**

Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU_1	0.0	0.0	539.8	1025.4	-75.0

$\Sigma$ Taglio	=	0.0	kN
$\Sigma$ Azione Normale	=	1611.7	kN
$\Sigma$ Momento,b	=	1127.9	kNm
$\Sigma$ Momento,L	=	-82.5	kNm

Eccentricità del carico nella direzione del lato B	$e_B$	=	0.70	m
Eccentricità del carico nella direzione del lato L	$e_L$	=	-0.05	m
Angolo fra la direzione del carico V e la direzione L	$\theta$	=	#DIV/0!	°

-Dimensioni ridotte per effetto dell'eccentricità del carico:

Base ridotta	$B'$	=	7.60	m
Larghezza ridotta	$L'$	=	6.10	m

**Calcolo del carico limite in condizioni drenate**

<u>Fattori di capacità portante:</u>	
$N_q$	11.85
$N_c$	22.25
$N_\gamma$	10.59

<u>Fattori di forma (per <math>L/B &lt; 5</math>):</u>	
$s_q (>1)$	1.61
$s_c (>1)$	1.66
$s_\gamma (<1)$	0.50

<u>Fattori di profondità:</u>	
$d_q (>1)$	1.05
$d_c (>1)$	1.06
$d_\gamma (=1)$	1.00

<u>Fattori di inclinazione del carico:</u>			
$m_B$	1.45	$i_q (<1)$	1.00
$m_L$	1.55	$i_c (<1)$	1.00
$m_\theta$	#DIV/0!	$i_\gamma (<1)$	1.00

<u>Fattori di inclinazione del piano di posa:</u>	
$b_q (<1)$	1.00
$b_c (<1)$	1.00
$b_\gamma (<1)$	1.00

<u>Fattori di inclinazione del piano campagna:</u>	
$g_q (<1)$	1.00
$g_c (<1)$	1.00
$g_\gamma (<1)$	1.00

<u>Fattori di punzonamento:</u>			
$\sigma'_v$ [kPa]	122.85	$\Psi_q (<1)$	1.00
$G$ [kPa]	6667	$\Psi_c (<1)$	1.00
$I_r$	99.62	$\Psi_\gamma (<1)$	1.00
$I_{r,critico}$	40.09		

Carico limite di progetto della fondazione superficiale

$Q_{lim}$	=	25576	kN
$E_{Ed}/Q_{lim}$		0.063	

Scorrimento

$R_d$	=	715	kN
$E_{Ed}/R_d$		0.000	

RELAZIONE GEOTECNICA

**CARICO LIMITE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE - SLU\_2**

**Riferimenti normativa**

L'approccio utilizzato è il 2, ovvero A1+M1+R3

-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	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

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

Parametro	Grandezza	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	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0

**Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1

**§7.2.5 - Requisiti strutturali degli elementi di fondazione**

Comportamento dissipativo	$\gamma_{Rd}$
CD "A"	1.3
CD "B"	1.1

RELAZIONE GEOTECNICA

**Predimensionamento**

Base	B	=	9	m
Altezza totale	H	=	0.5	m
Magrone	d	=	0.1	m
Approfondimento	D <sub>f</sub>	=	1.35	m
Ingombro della trave "lunghezza"	L	=	6	m
Inclinazione della trave rispetto all'asse Y	$\alpha$	=	25	°

**Materiali**

Peso specifico cls	$\gamma_{ca}$	=	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico cls	$\gamma_{cls}$	=	20	kN/m <sup>3</sup>
Peso della fondazione	W <sub>f,k</sub>	=	675	kN
Peso del magrone	W <sub>m,k</sub>	=	108	kN

**Caratteristiche del terreno**

Strato 1

Limo sabbioso e roccia arenacea

Angolo di attrito	$\phi$	=	26	°
Peso specifico	$\gamma$	=	21	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	c'	=	7	kN/m <sup>2</sup>
Modulo elastico	E'	=	40000	kPa
Inclinazione del pp	$\varepsilon$	=	0	°
Inclinazione del pc	$\omega$	=	0	°
Sovraccarico laterale dovuto all'approfondimento	q <sub>f</sub>	=	28.35	kPa
Sovraccarico laterale	q <sub>l</sub>	=	0	kPa

RELAZIONE GEOTECNICA

**Sollecitazioni agenti in testa alla fondazione - SLU**

Nodo	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	F <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLU_2	0.0	0.0	490.1	926.6	-66.9

$\Sigma$ Taglio	=	0.0	kN
$\Sigma$ Azione Normale	=	1557.0	kN
$\Sigma$ Momento,b	=	1019.3	kNm
$\Sigma$ Momento,L	=	-73.6	kNm

Eccentricità del carico nella direzione del lato B	$e_B$	=	0.65	m
Eccentricità del carico nella direzione del lato L	$e_L$	=	-0.05	m
Angolo fra la direzione del carico V e la direzione L	$\theta$	=	0.00	°

-Dimensioni ridotte per effetto dell'eccentricità del carico:

Base ridotta	$B'$	=	7.69	m
Larghezza ridotta	$L'$	=	6.09	m

**Calcolo del carico limite in condizioni drenate**

<u>Fattori di capacità portante:</u>	
$N_q$	11.85
$N_c$	22.25
$N_\gamma$	10.59

<u>Fattori di forma (per <math>L/B &lt; 5</math>):</u>	
$s_q (>1)$	1.62
$s_c (>1)$	1.67
$s_\gamma (<1)$	0.50

<u>Fattori di profondità:</u>	
$d_q (>1)$	1.05
$d_c (>1)$	1.06
$d_\gamma (=1)$	1.00

<u>Fattori di inclinazione del carico:</u>			
$m_B$	1.44	$i_q (<1)$	1.00
$m_L$	1.56	$i_c (<1)$	1.00
$m_\theta$	1.56	$i_\gamma (<1)$	1.00

<u>Fattori di inclinazione del piano di posa:</u>	
$b_q (<1)$	1.00
$b_c (<1)$	1.00
$b_\gamma (<1)$	1.00

<u>Fattori di inclinazione del piano campagna:</u>	
$g_q (<1)$	1.00
$g_c (<1)$	1.00
$g_\gamma (<1)$	1.00

<u>Fattori di punzonamento:</u>			
$\sigma'_v$ [kPa]	122.85	$\Psi_q (<1)$	1.00
$G$ [kPa]	6667	$\Psi_c (<1)$	1.00
$I_r$	99.62	$\Psi_\gamma (<1)$	1.00
$I_{r,critico}$	39.61		

Carico limite di progetto della fondazione superficiale	$Q_{lim}$	=	25912	kN
	$E_{Ed}/Q_{lim}$		0.060	

Scorrimento	$R_d$	=	690	kN
	$E_{Ed}/R_d$		0.000	

RELAZIONE GEOTECNICA

## 12.2. Verifica allo SLV

### 12.2.1. Carico limite e scorrimento

#### CARICO LIMITE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE - SLV

TIPOLOGIA DI FONDAZIONE:

PLATEA

#### Riferimenti normativa

L'approccio utilizzato è il 2, ovvero A1+M1+R3

-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	$\gamma_{Qi}$	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
Resistenze non drenate	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0

Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1

§7.2.5 - Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

Comportamento dissipativo	$\gamma_{Rd}$
CD"A"	1.3
CD"B"	1.1

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**Dati:**

-Caratteristiche del terreno:

Angolo di attrito	$\phi$	=	26	°
Peso specifico	$\gamma$	=	21	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	$c'$	=	7	kPa
Modulo elastico	$E'$	=	40000	kPa
Inclinazione del pp	$\varepsilon$	=	0	°
Inclinazione del pc	$\omega$	=	0	°
Sovraccarico laterale dovuto all'approfondimento	$q_f$	=	28.35	kPa
Sovraccarico laterale	$q_l$	=	0.00	kPa
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	=	0.26	-

-Geometria della fondazione:

Base	B	=	9.00	m
Altezza totale	H	=	0.50	m
Magrone	d	=	0.10	m
Approfondimento	Df	=	1.35	m
Ingombro della trave "lunghezza"	L	=	6.00	m
Inclinazione della trave rispetto all'asse Y	$\alpha$	=	25.00	°

**Materiali**

Peso specifico cls	$\gamma_{ca}$	=	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico cls	$\gamma_{cls}$	=	20.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso della fondazione	$W_{f,k}$	=	675.00	kN
Peso del magrone	$W_{m,k}$	=	108.00	kN

-Caratteristiche di sollecitazione:

Sollecitazioni da modello di calcolo					
Comb.	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
	kN	kNm	kNm	kN	kN
3	341.50	564.88	174.80	-198.49	-58.11
4	341.07	625.89	-231.82	-198.81	59.34
5	341.51	563.41	176.15	-198.48	-58.11
6	341.06	624.31	-230.42	-198.81	59.33
7	340.26	523.55	636.86	-59.05	-195.56
8	338.73	548.89	626.42	60.13	-195.94
9	340.27	521.79	638.41	-59.06	-195.57
10	338.75	547.14	628.00	60.16	-195.94
11	336.46	649.50	139.98	198.81	-59.33
12	336.00	710.41	-266.62	198.51	58.10
13	336.46	647.95	141.37	198.83	-59.34
14	335.99	708.90	-265.26	198.49	58.12
15	338.77	726.65	-718.49	-60.14	195.93
16	337.23	752.00	-728.91	59.05	195.56
17	338.77	724.90	-716.87	-60.15	195.93
18	337.26	750.28	-727.28	59.05	195.57

Sollecitazioni di progetto						
N <sub>d</sub>	M <sub>d,x</sub>	M <sub>d,y</sub>	F <sub>d,x</sub>	F <sub>d,y</sub>	$\theta$	H
kN	kNm	kNm	kN	kN	°	kN
1236.95	621.37	192.28	218.34	63.92	16.32	227.50
1236.48	688.48	255.00	218.69	65.27	16.62	228.22
1236.96	619.75	193.77	218.33	63.92	16.32	227.49
1236.47	686.74	253.46	218.69	65.26	16.62	228.22
1235.59	575.90	700.54	64.96	215.12	73.20	224.71
1233.90	603.78	689.06	66.14	215.53	72.94	225.45
1235.60	573.97	702.25	64.97	215.13	73.20	224.72
1233.93	601.86	690.80	66.18	215.53	72.93	225.46
1231.41	714.45	153.98	218.69	65.26	16.62	228.22
1230.90	781.45	293.28	218.36	63.91	16.31	227.52
1231.41	712.75	155.50	218.71	65.27	16.62	228.25
1230.89	779.79	291.79	218.34	63.93	16.32	227.51
1233.95	799.32	790.34	66.15	215.52	72.94	225.45
1232.25	827.20	801.80	64.96	215.12	73.20	224.71
1233.95	797.39	788.56	66.17	215.52	72.93	225.45
1232.29	825.31	800.01	64.96	215.13	73.20	224.72

RELAZIONE GEOTECNICA

Coefficienti correttivi												
$e_B$	$e_L$	$B'$	$L'$	Fattori di capacità portante			Fattori di forma (per $L/B < 5$ )			Fattori di profondità		
m	m	m	m	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$s_q (>1)$	$s_c (>1)$	$s_\gamma (<1)$	$d_q (>1)$	$d_c (>1)$	$d_\gamma (=1)$
0.50	0.16	8.00	5.69	11.85	22.25	10.59	1.69	1.75	0.44	1.05	1.06	1.00
0.56	0.21	7.89	5.59	11.85	22.25	10.59	1.69	1.75	0.44	1.05	1.06	1.00
0.50	0.16	8.00	5.69	11.85	22.25	10.59	1.69	1.75	0.44	1.05	1.06	1.00
0.56	0.20	7.89	5.59	11.85	22.25	10.59	1.69	1.75	0.44	1.05	1.06	1.00
0.47	0.57	8.07	4.87	11.85	22.25	10.59	1.81	1.88	0.34	1.05	1.06	1.00
0.49	0.56	8.02	4.88	11.85	22.25	10.59	1.80	1.87	0.34	1.05	1.06	1.00
0.46	0.57	8.07	4.86	11.85	22.25	10.59	1.81	1.88	0.34	1.05	1.06	1.00
0.49	0.56	8.02	4.88	11.85	22.25	10.59	1.80	1.88	0.34	1.05	1.06	1.00
0.58	0.13	7.84	5.75	11.85	22.25	10.59	1.66	1.73	0.45	1.05	1.06	1.00
0.63	0.24	7.73	5.52	11.85	22.25	10.59	1.68	1.75	0.44	1.05	1.06	1.00
0.58	0.13	7.84	5.75	11.85	22.25	10.59	1.67	1.73	0.45	1.05	1.06	1.00
0.63	0.24	7.73	5.53	11.85	22.25	10.59	1.68	1.75	0.44	1.05	1.06	1.00
0.65	0.64	7.70	4.72	11.85	22.25	10.59	1.80	1.87	0.35	1.05	1.06	1.00
0.67	0.65	7.66	4.70	11.85	22.25	10.59	1.79	1.87	0.35	1.05	1.06	1.00
0.65	0.64	7.71	4.72	11.85	22.25	10.59	1.80	1.87	0.35	1.05	1.06	1.00
0.67	0.65	7.66	4.70	11.85	22.25	10.59	1.79	1.87	0.35	1.05	1.06	1.00

Coefficienti correttivi												
Fattori di punzonamento							Fattori di inclinazione del piano di posa			Fattori di inclinazione del piano campagna		
$\sigma'_v$ [kPa]	G [kPa]	$I_r$	$I_{r,critico}$	$\Psi_q (<1)$	$\Psi_c (<1)$	$\Psi_\gamma (<1)$	$b_q (<1)$	$b_c (<1)$	$b_\gamma (<1)$	$g_q (<1)$	$g_c (<1)$	$g_\gamma (<1)$
122.85	6666.7	99.62	35.73	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	35.57	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	35.70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	35.57	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	29.78	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	30.11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	29.75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	30.080	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	36.82	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	35.88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	36.79	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	35.88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	30.33	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	30.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	30.34	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
122.85	6666.7	99.62	30.40	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti correttivi									
Fattori di inclinazione del carico						Fattori per l'effetto dell'azione sismica			
$m_B$	$m_L$	$m_\theta$	$i_q (<1)$	$i_c (<1)$	$i_\gamma (<1)$	$z_q$	$z_c$	$z_\gamma$	
1.42	1.58	1.57	0.82	0.81	0.73	0.76	0.92	0.76	
1.41	1.59	1.57	0.82	0.80	0.73	0.76	0.92	0.76	
1.42	1.58	1.57	0.82	0.81	0.73	0.76	0.92	0.76	
1.41	1.59	1.57	0.82	0.80	0.73	0.76	0.92	0.76	
1.38	1.62	1.40	0.94	0.94	0.92	0.76	0.92	0.76	
1.38	1.62	1.40	0.94	0.94	0.91	0.76	0.92	0.76	
1.38	1.62	1.40	0.94	0.94	0.92	0.76	0.92	0.76	
1.38	1.62	1.40	0.94	0.94	0.91	0.76	0.92	0.76	
1.42	1.58	1.56	0.82	0.80	0.73	0.76	0.92	0.76	
1.42	1.58	1.57	0.82	0.80	0.72	0.76	0.92	0.76	
1.42	1.58	1.56	0.82	0.80	0.73	0.76	0.92	0.76	
1.42	1.58	1.57	0.82	0.80	0.72	0.76	0.92	0.76	
1.38	1.62	1.40	0.94	0.93	0.91	0.76	0.92	0.76	
1.38	1.62	1.40	0.94	0.94	0.91	0.76	0.92	0.76	
1.38	1.62	1.40	0.94	0.93	0.91	0.76	0.92	0.76	
1.38	1.62	1.40	0.94	0.94	0.91	0.76	0.92	0.76	



RELAZIONE GEOTECNICA

VERIFICA DI PORTANZA			
Comb.	N <sub>d</sub>	Q <sub>lim</sub>	N <sub>d</sub> /Q <sub>lim</sub>
	kN	kN	-
3	1236.95	15877.35	<b>0.078</b>
4	1236.48	15281.17	<b>0.081</b>
5	1236.96	15876.58	<b>0.078</b>
6	1236.47	15295.69	<b>0.081</b>
7	1235.59	16001.27	<b>0.077</b>
8	1233.90	15938.69	<b>0.077</b>
9	1235.60	15997.96	<b>0.077</b>
10	1233.93	15935.05	<b>0.077</b>
11	1231.41	15654.16	<b>0.079</b>
12	1230.90	14699.87	<b>0.084</b>
13	1231.41	15653.23	<b>0.079</b>
14	1230.89	14713.94	<b>0.084</b>
15	1233.95	14667.55	<b>0.084</b>
16	1232.25	14515.40	<b>0.085</b>
17	1233.95	14683.89	<b>0.084</b>
18	1232.29	14531.98	<b>0.085</b>

VERIFICA DI SCORRIMENTO			
Comb.	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub> /R <sub>d</sub>
	kN	kN	-
3	227.50	548.46	<b>0.415</b>
4	228.22	548.25	<b>0.416</b>
5	227.49	548.46	<b>0.415</b>
6	228.22	548.24	<b>0.416</b>
7	224.71	547.85	<b>0.410</b>
8	225.45	547.10	<b>0.412</b>
9	224.72	547.86	<b>0.410</b>
10	225.46	547.11	<b>0.412</b>
11	228.22	546.00	<b>0.418</b>
12	227.52	545.77	<b>0.417</b>
13	228.25	546.00	<b>0.418</b>
14	227.51	545.77	<b>0.417</b>
15	225.45	547.12	<b>0.412</b>
16	224.71	546.37	<b>0.411</b>
17	225.45	547.12	<b>0.412</b>
18	224.72	546.39	<b>0.411</b>

## 13. VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO

Come descritto nella Relazione Sismica e sulle Strutture, la nuova costruzione sarà costituita da un corpo scuola principale e da un corpo servizi di più piccole dimensioni. Quest'ultimo si svilupperà per una sola elevazione, a partire dal piano terra.

Si sono quindi considerati due schemi di calcolo del muro di sostegno:

- Muro di sostegno tipo 1 di lunghezza totale 22.60 m caratterizzato da un sovraccarico variabile pari a 4.00 kN/m<sup>2</sup>, costituito dal possibile affollamento nella zona di ingresso;
- Muro di sostegno tipo 2 di lunghezza 6.40 m caratterizzato da un sovraccarico distribuito pari al peso della struttura costituente il corpo servizi.
- Muro di sostegno tipo 3 di lunghezza totale 18.50 m caratterizzato da un'altezza minore rispetto agli altri due in precedenza.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati sia per la geotecnica che per l'armatura necessaria.

### 13.1. Muro di sostegno tipo 1

#### Verifica muro di sostegno a sbalzo

##### Dati di input

Altezza muro fuori terra

$H_m$  3.39 m

Approfondimento

$D_f$  0.90 m

Altezza totale muro

$H_t$  4.29 m

Sovraccario laterale

$q$  9.00 kPa

##### Caratteristiche del terreno di base

Angolo di attrito

$\phi$  25 °

Peso di volume

$\gamma$  21.0 kN/m<sup>3</sup>

Coesione

$c'$  7.0 kPa

Coesione non drenata

$c_u$  0.0 kPa

##### Caratteristiche del terreno di rinterro

Angolo di attrito

$\phi$  35 °

Peso di volume

$\gamma$  18.0 kN/m<sup>3</sup>

Coesione

$c'$  0.0 kPa

Coesione non drenata

$c_u$  0.0 kPa

RELAZIONE GEOTECNICA

### 13.1.1. Verifiche geotecniche allo SLU

✦ **Verifiche geotecniche in condizioni statiche**

Coefficiente di spinta attiva	$K_a$	0.271	
Spinta attiva rinterro	$S_{ay}$	38.8	kN/m
Spinta attiva sovraccarico laterale	$S_{aq}$	9.73	kN/m

Dimensionamento muro

Base	$B$	2.00	m
Spessore fondazione	$s_f$	0.30	m
Spessore muro	$s_m$	0.30	m
Base a monte	$b_2$	1.20	m
Base a valle	$b_1$	0.50	m

Peso della fondazione	$W_f$	15.00	kN/m
Peso della parete	$W_p$	29.93	kN/m
Peso del muro	$W_m$	44.93	kN/m
Peso del rinterro	$W_r$	92.66	kN/m
Azione del sovraccarico	$qb_2$	10.80	kN/m

1) Verifica a scorrimento

Azione	Effetto	$Y_{G1}$	$Y_{G2} = Y_q$	$Y_{\psi'}$	$Y_R$
$W_m + W_r$	<i>fav</i>	1	-	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$q$	<i>fav</i>	-	0	-	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$S_a$	<i>fav</i>	1	-	1	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$S_q$	<i>fav</i>	-	0	1	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$T_{lim}$		-	-	-	1.1
		-	-		

Azioni_Comb. favorevole	$E_d$	50.48	kN/m
Azioni_Comb. sfavorevole	$E_d$	65.07	kN/m

Resistenza_Comb. favorevole	$R_d$	58.33	kN/m
Resistenza_Comb. sfavorevole	$R_d$	65.19	kN/m

Combinazione	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Favorevole	✓ 1.16
Sfavorevole	✓ 1.00

RELAZIONE GEOTECNICA

2) Verifica a carico limite

Azione	Effetto	$V_{G1}$	$V_{G2} = V_q$	$V_{\phi'}$	$V_R$
$W_m + W_r$	<i>fav</i>	1	-	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$q$	<i>fav</i>	-	0	-	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$S_a$	<i>fav</i>	1	-	1	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$S_q$	<i>fav</i>	-	0	1	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$T_{lim}$		-	-	-	1.4
		-	-		

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	15.0	1	15.0
$W_p$	29.9	0.65	19.5
$W_r$	92.7	1.4	129.7
$qb_2$	10.8	1.4	15.1

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{ay}$	38.8	1.43	55.5
$S_{aq}$	9.7	2.145	20.9

Momento = Momento stabilizzante - Momento ribaltante

Combinazione	$E_d = N$	Mstab.	Mrib.	Momento	a	B'
	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	m	m
Comb. favorevole	137.59	164.18	72.18	92.00	0.67	1.34
Comb. sfavorevole	195.07	236.12	103.49	132.62	0.68	1.36
Comb. fav-sfav	153.79	186.86	72.18	114.68	0.75	1.49
Comb. sfav-fav	178.87	213.44	103.49	109.94	0.61	1.23

Fattori di capacità portante

$N_c$	20.72	m
$N_q$	10.66	2
$N_\gamma$	10.88	

Combinazione	T	N	$i_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$q_{lim}$
	kN/m	kN/m	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Comb. favorevole	50.48	137.59	0.401	0.254	1.00	257.41
Comb. sfavorevole	65.07	195.07	0.444	0.296	1.00	273.64
Comb. fav-sfav	50.48	153.79	0.451	0.303	1.00	283.00
Comb. sfav-fav	65.07	178.87	0.405	0.257	1.00	253.75

Combinazione	$R_d$ kN/m	$E_d$ kN/m	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Comb. favorevole	245.89	137.59	✓ 1.79
Comb. sfavorevole	265.79	195.07	✓ 1.36
Comb. fav-sfav	301.48	153.79	✓ 1.96
Comb. sfav-fav	222.82	178.87	✓ 1.25

RELAZIONE GEOTECNICA

3) Verifica a ribaltamento

Azione	Effetto	$V_{G1}$	$V_{G2} = V_q$	$V_{\phi'}$	$V_R$
$W_m + W_r$	<i>fav</i>	1	-	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$q$	<i>fav</i>	-	0	-	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$S_a$	<i>fav</i>	1	-	1	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$S_q$	<i>fav</i>	-	0	1	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$T_{lim}$		-	-	-	1.15
		-	-		

Combinazione	Mstab.	$M_{rib.} = E_d$	$R_d$	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	
Comb. favorevole	164.18	55.52	142.77	2.57
Comb. sfavorevole	186.86	86.83	162.49	1.87

### 13.1.2. Verifiche geotecniche allo SLV

✦ Verifiche geotecniche in condizioni sismiche

Coefficiente di riduzione di  $a_{max}$

$\beta_m$  0.38 -

Accelerazione massima attesa al sito

$a_g/g$  0.182 -

Coefficiente di amplificazione topografica

$S_T$  1.200 -

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_S$  1.200 -

Dimensionamento muro

Base

$B$  2.00 m

Spessore fondazione

$s_f$  0.30 m

Spessore muro

$s_m$  0.30 m

Base a monte

$b_2$  1.20 m

Base a valle

$b_1$  0.50 m

Peso della fondazione

$W_f$  15.00 kN/m

Peso della parete

$W_p$  29.93 kN/m

Peso del muro

$W_m$  44.93 kN/m

Peso del rinterro

$W_r$  92.66 kN/m

Azione del sovraccarico

$qb_2$  10.80 kN/m

RELAZIONE GEOTECNICA

1) Verifica a scorrimento


Azione	$\gamma_R$
$T_{lim}$	1

**+k<sub>v</sub>**

Coefficiente di spinta orizzontale	$k_h$	0.100	
Coefficiente di spinta verticale	$k_v$	0.050	
Coefficiente sismico	$\theta$	0.105	
Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe	$K_{ae}$	0.268	
Spinta attiva sismica rinterro	$S_{a\gamma}$	36.5	kN/m
Spinta attiva sismica sovraccarico laterale	$S_{aq}$	9.15	kN/m

Azioni di progetto  $E_d$  60.45 kN/m

Resistenza di progetto  $R_d$  65.75 kN/m


Combinazione	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Sismica_+k <sub>v</sub>	 1.09

**-k<sub>v</sub>**

Coefficiente di spinta orizzontale	$k_h$	0.100	
Coefficiente di spinta verticale	$k_v$	-0.050	
Coefficiente sismico	$\theta$	0.095	
Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe	$K_{ae}$	0.263	
Spinta attiva sismica rinterro	$S_{a\gamma}$	39.5	kN/m
Spinta attiva sismica sovraccarico laterale	$S_{aq}$	9.91	kN/m

Azioni di progetto  $E_d$  64.24 kN/m

Resistenza di progetto  $R_d$  72.64 kN/m

Combinazione	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Sismica_-k <sub>v</sub>	 1.13

RELAZIONE GEOTECNICA

2) Verifica a carico limite

Azione	$\gamma_R$
$Q_{lim}$	1.2

$\pm k_v$

Coefficiente di spinta orizzontale

$k_h$  0.100

Coefficiente di spinta verticale

$k_v$  0.050

Coefficiente sismico

$\theta$  0.105

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe

$K_{ae}$  0.268

Spinta attiva sismica rinterro

$S_{ay}$  36.5 kN/m

Spinta attiva sismica sovraccarico laterale

$S_{aq}$  9.15 kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	14.3	1	14.3
$W_p$	28.4	0.65	18.5
$W_r$	88.0	1.4	123.3
$qb_2$	10.3	1.4	14.4

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{ay}$	36.5	1.43	52.2
$S_{aq}$	9.2	2.145	19.6

Momento = Momento stabilizzante - Momento ribaltante

Combinazione	$E_d = N$	Mstab.	Mrib.	Momento	a	B'
	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	m	m
Combinazione sismica	141.00	170.37	71.85	98.52	0.70	1.40

Fattori di capacità portante

$N_c$	20.72	m
$N_q$	10.66	2
$N_\gamma$	10.88	

Combinazione	T	N	$i_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$q_{lim}$
	kN/m	kN/m	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Combinazione sismica	45.67	141.00	0.457	0.309	1.00	280.27

Combinazione	$R_d$ kN/m	$E_d$ kN/m	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Combinazione sismica	326.37	141.00	2.31



RELAZIONE GEOTECNICA

**-k<sub>v</sub>**

Coefficiente di spinta orizzontale

k<sub>h</sub> 0.100

Coefficiente di spinta verticale

k<sub>v</sub> -0.050

Coefficiente sismico

θ 0.095

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe

K<sub>ae</sub> 0.263

Spinta attiva sismica rinterro

S<sub>ay</sub> 39.5 kN/m

Spinta attiva sismica sovraccarico laterale

S<sub>aq</sub> 9.91 kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
W <sub>f</sub>	15.7	1	15.7
W <sub>p</sub>	31.4	0.65	20.4
W <sub>r</sub>	97.3	1.4	136.2
qb <sub>2</sub>	11.3	1.4	15.9

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
S <sub>ay</sub>	39.5	1.43	56.6
S <sub>aq</sub>	9.9	2.145	21.3

Momento = Momento stabilizzante - Momento ribaltante

Combinazione	E <sub>d</sub> = N	Mstab.	Mrib.	Momento	a	B'
	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	m	m
Combinazione sismica	155.78	188.23	77.81	110.42	0.71	1.42

Fattori di capacità portante

N <sub>c</sub>	20.72	m
N <sub>q</sub>	10.66	2
N <sub>γ</sub>	10.88	

Combinazione	T	N	i <sub>γ</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	q <sub>lim</sub>
	kN/m	kN/m	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Combinazione sismica	49.46	155.78	0.466	0.318	1.00	284.53

Combinazione	R <sub>d</sub> kN/m	E <sub>d</sub> kN/m	Verifica R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub> ≥ 1
Combinazione sismica	336.13	155.78	2.16

RELAZIONE GEOTECNICA

3) Verifica a ribaltamento

Azione	$\gamma_R$
$R_{lim}$	1

$\pm k_v$

Coefficiente di spinta orizzontale

$k_h$  0.149

Coefficiente di spinta verticale

$k_v$  0.075

Coefficiente sismico

$\theta$  0.161

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe

$K_{ae}$  0.301

Spinta attiva sismica rinterro

$S_{av}$  39.9 kN/m

Spinta attiva sismica sovraccarico laterale

$S_{aq}$  10.00 kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	13.9	1	13.9
$W_p$	27.7	0.65	18.0
$W_r$	85.7	1.4	120.0
$qb_2$	10.0	1.4	14.0

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{av}$	39.9	1.43	57.1
$S_{aq}$	10.0	2.145	21.5

Combinazione	Mstab.	Mrib. = $E_d$	$R_d$	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	
Combinazione sismica	165.91	78.51	165.91	2.11

$-k_v$

Coefficiente di spinta orizzontale

$k_h$  0.149

Coefficiente di spinta verticale

$k_v$  -0.075

Coefficiente sismico

$\theta$  0.139

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe

$K_{ae}$  0.287

Spinta attiva sismica rinterro

$S_{av}$  44.3 kN/m

Spinta attiva sismica sovraccarico laterale

$S_{aq}$  11.09 kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	16.1	1	16.1
$W_p$	32.2	0.65	20.9
$W_r$	99.6	1.4	139.4
$qb_2$	11.6	1.4	16.2

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{av}$	44.3	1.43	63.3
$S_{aq}$	11.1	2.145	23.8

Combinazione	Mstab.	Mrib. = $E_d$	$R_d$	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	
Combinazione sismica	192.69	87.10	192.69	2.21

RELAZIONE GEOTECNICA

## 13.2. Calcolo delle armature

**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 $\gamma_r$ (o $\gamma_f$ )	(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**

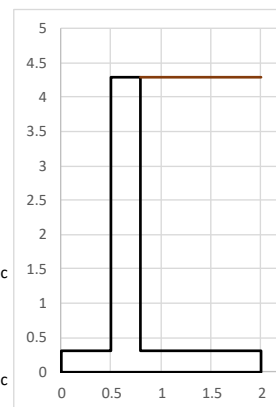
Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_m$	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_r$	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	=	2.00	m
L	=	1.00	m
$b_1$	=	0.50	m
h	=	0.30	m
s	=	0.30	m
H	=	4.29	m



-Caratteristiche terreno ed eventuali sovraccarichi:

Peso proprio di progetto del terreno:  
Altezza del terreno di monte:  
Sovraccarico accidentale di monte:  
Sovraccarico permanente di monte:  
Peso specifico del sovraccarico di monte:  
Coefficienti di spinta attiva:

$\gamma_d$	=	18.00	kN/mc
$h_t$	=	4.29	m
$q_a$	=	4.00	kPa
$q_p$	=	5.00	kPa
$\gamma$	=	18.50	kN/mc
$K_a$	=	0.271	-

-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:

$N_{sd}$	=	186.07	kN
$M_S$	=	234.44	kNm
$M_R$	=	98.16	kNm
$u$	=	0.73	m
$e$	=	0.27	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

-Acciaio:

B450C

Coefficiente parziale di sicurezza:  
Resistenza di progetto a trazione:

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

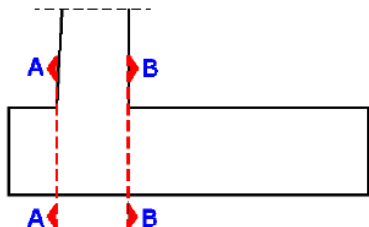
**RELAZIONE GEOTECNICA**

**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	=	167.72	kPa
Pressione minima a monte		s min	=	18.35	kPa

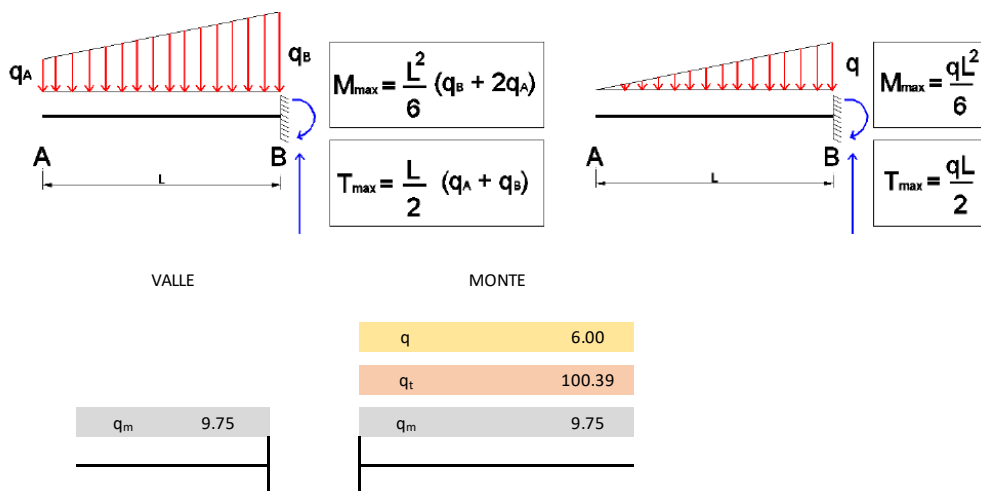


Pressione all'incastro della mensola di valle (sezione A-A):	s A	=	130.38	kPa
Pressione all'incastro della mensola di monte (sezione B-B):	s B	=	107.97	kPa

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>	=	100.39	kN/m
Sovraccarico:	q	=	6.00	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>	=	120.63	kN/m
Carico all'estremo libero della mensola:	q <sub>A</sub>	=	157.97	kN/m

**-Carichi di monte:**

Carico all'incastro:	q <sub>B</sub>	=	107.97	kN/m
Carico all'estremo libero della mensola:	q <sub>A</sub>	=	18.35	kN/m

**-Sollecitazioni sezione A-A:**

Momento all'incastro (sezione A-A):	M <sub>A-A</sub>	=	18.19	kNm	> 0 tende le fibre inferiori
Taglio all'incastro (sezione A-A):	V <sub>A-A</sub>	=	69.65	kN	

## RELAZIONE GEOTECNICA

### -Sollecitazioni sezione B-B:

Momento all'incastro (sezione B-B):	$M_{B-B}$	=	-48.90	kNm	< 0 tende le fibre superiori
Taglio all'incastro (sezione B-B):	$V_{B-B}$	=	63.57	kN	

### 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:	$A_s$	=	5.34	cm <sup>2</sup>
----------------------------------	-------	---	------	-----------------

Si dispongono superiormente ed inferiormente 4  $\phi$  14  $A_s$  (cm<sup>2</sup>)= **6.16** al metro.

### -Armatura trasversale:

Armatura trasversale di ripartizione (20% $A_s$ ):	$A_{rip}$	=	1.23	cm <sup>2</sup>
--	-----------	---	------	-----------------

corrispondenti a 5  $\phi$  10  $A_s$  (cm<sup>2</sup>)= **3.95** al metro.

### -Verifica a taglio:

k	=	1.88
$v_{min}$	=	0.49
$\rho_l$	=	0.0024
$\sigma_{cp}$	=	0.00

$$V_{Rd} = 128.18 \text{ kN} > V_{Ed} = 63.57 \text{ kN} \quad \text{Non occorre armatura a taglio}$$

**RELAZIONE GEOTECNICA**

**CALCOLO DELLE ARMATURE IN ELEVAZIONE**

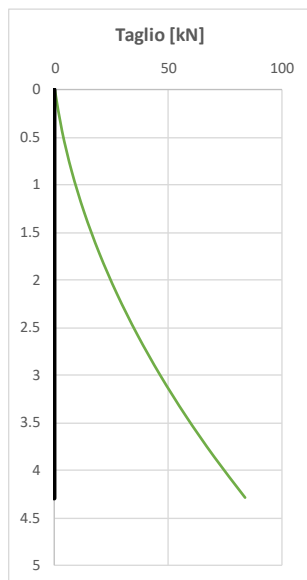
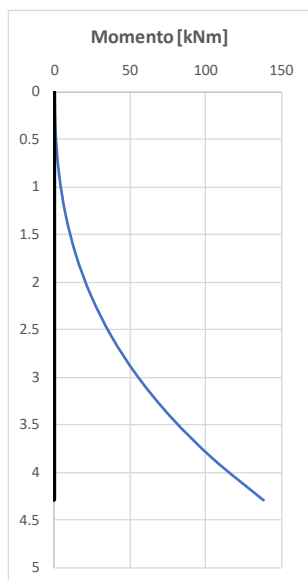
Il paramento del muro verrà calcolato come una mensola verticale, incastrata alla base e caricata con un carico ad andamento trapezoidale o triangolare.

Pressione in testa dovuta al sovraccarico:

$$\sigma_0 = 6.00 \text{ kPa}$$

Pressione all'incastro:

$$\sigma_{\max} = 33.20 \text{ kPa}$$



**Sollecitazioni massime:**

Momento massimo all'incastro:

$$M_{\max} = 138.66 \text{ kNm}$$

Taglio massimo all'incastro:

$$V_{\max} = 84.09 \text{ kN}$$

**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

$$c = 3 \text{ cm}$$

Altezza utile della mensola maggiormente sollecitata:

$$d = 27 \text{ cm}$$

**Minimi di normativa per la flessione:**

Armatura minima a flessione (§ 4.1.6.1.1):

$$A_{s,\min} = 3.99 \text{ cm}^2$$

**Armatura a flessione:**

Armatura di calcolo a flessione:

$$A_s = 14.58 \text{ cm}^2$$

Si dispongono superiormente ed inferiormente

6

φ

18

$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 15.24$  al metro.

**Armatura trasversale:**

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

$$A_{rip} = 3.05 \text{ cm}^2$$

corrispondenti a

5

φ

10

$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 3.95$  al metro.

**Verifica a taglio:**

$k$	=	1.86
$v_{\min}$	=	0.49
$\rho_l$	=	0.0056
$\sigma_{cp}$	=	0.00

$$V_{Rd} = 154.81 \text{ kN} > V_{Ed} = 84.09 \text{ kN} \quad \text{Non occorre armatura a taglio}$$

RELAZIONE GEOTECNICA

### 13.3. Muro di sostegno tipo 2

Verifica muro di sostegno a sbalzo

Dati di input

Altezza muro fuori terra	$H_m$	3.15	m
Approfondimento	$D_f$	0.90	m
Altezza totale muro	$H_t$	4.05	m
Sovraccario laterale	$q$	15.60	kPa

Caratteristiche del terreno di base

Angolo di attrito	$\phi$	25	°
Peso di volume	$\gamma$	21.0	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	$c'$	7.0	kPa
Coesione non drenata	$c_u$	0.0	kPa

Caratteristiche del terreno di rinterro

Angolo di attrito	$\phi$	35	°
Peso di volume	$\gamma$	18.0	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	$c'$	0.0	kPa
Coesione non drenata	$c_u$	0.0	kPa

#### 13.3.1. Verifiche geotecniche allo SLU

✦ Verifiche geotecniche in condizioni statiche

Coefficiente di spinta attiva	$K_a$	0.271	
Spinta attiva rinterro	$S_{a\gamma}$	34.3	kN/m
Spinta attiva sovraccarico laterale	$S_{aq}$	15.85	kN/m

Dimensionamento muro

Base	$B$	1.90	m
Spessore fondazione	$S_f$	0.30	m
Spessore muro	$S_m$	0.30	m
Base a monte	$b_2$	1.20	m
Base a valle	$b_1$	0.40	m
Peso della fondazione	$W_f$	14.25	kN/m
Peso della parete	$W_p$	28.13	kN/m
Peso del muro	$W_m$	42.38	kN/m
Peso del rinterro	$W_r$	87.48	kN/m
Azione del sovraccarico	$qb_2$	18.72	kN/m



RELAZIONE GEOTECNICA

1) Verifica a scorrimento

Azione	Effetto	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2} = \gamma_q$	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_R$
$W_m + W_r$	<i>fav</i>	1	-	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$q$	<i>fav</i>	1	0	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	1.5		
$S_a$	<i>fav</i>	1	-	1	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$S_q$	<i>fav</i>	-	0	1	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$T_{lim}$		-	-	-	1.1
		-	-		

Azioni\_Comb. favorevole  $E_d$  60.44 kN/m

Azioni\_Comb. sfavorevole  $E_d$  60.44 kN/m

Resistenza\_Comb. favorevole  $R_d$  62.98 kN/m

Resistenza\_Comb. sfavorevole  $R_d$  62.98 kN/m

Combinazione	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Favorevole	✓ 1.04
Sfavorevole	✓ 1.04

2) Verifica a carico limite

Azione	Effetto	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2} = \gamma_q$	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_R$
$W_m + W_r$	<i>fav</i>	1	-	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$q$	<i>fav</i>	1	0	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	1.5		
$S_a$	<i>fav</i>	1	-	1	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$S_q$	<i>fav</i>	1	0	1	-
	<i>sfav</i>	1.3	1.5		
$T_{lim}$		-	-	-	1.4
		-	-		

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	14.3	0.95	13.5
$W_p$	28.1	0.55	15.5
$W_r$	87.5	1.3	113.7
$qb_2$	18.7	1.3	24.3

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{ay}$	34.3	1.35	46.3
$S_{aq}$	15.9	2.025	32.1

RELAZIONE GEOTECNICA

Momento = Momento stabilizzante - Momento ribaltante

Combinazione	$E_d = N$	Mstab.	Mrib.	Momento	a	B'
	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	m	m
Comb. favorevole	148.58	167.07	92.29	74.77	0.50	1.01
Comb. sfavorevole	187.53	209.89	92.29	117.59	0.63	1.25
Comb. fav-sfav	148.58	167.07	92.29	74.77	0.50	1.01
Comb. sfav-fav	187.53	209.89	92.29	117.59	0.63	1.25

Fattori di capacità portante

$N_c$	20.72	m
$N_q$	10.66	2
$N_\gamma$	10.88	

Combinazione	T	N	$i_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$q_{lim}$
	kN/m	kN/m	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Comb. favorevole	60.44	148.58	0.352	0.209	1.00	227.56
Comb. sfavorevole	60.44	187.53	0.459	0.311	1.00	273.55
Comb. fav-sfav	60.44	148.58	0.352	0.209	1.00	227.56
Comb. sfav-fav	60.44	187.53	0.459	0.311	1.00	273.55

Combinazione	$R_d$ kN/m	$E_d$ kN/m	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Comb. favorevole	163.60	148.58	✓ 1.10
Comb. sfavorevole	245.04	187.53	✓ 1.31
Comb. fav-sfav	163.60	148.58	✓ 1.10
Comb. sfav-fav	245.04	187.53	✓ 1.31

3) Verifica a ribaltamento

Azione	Effetto	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2} = \gamma_q$	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_R$
$W_m + W_r$	<i>fav</i>	1	-	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
q	<i>fav</i>	1	0	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	1.5		
$S_a$	<i>fav</i>	1	-	1	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$S_q$	<i>fav</i>	-	0	1	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$T_{lim}$		-	-	-	1.15
		-	-		

Combinazione	Mstab.	Mrib. = $E_d$	$R_d$	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	
Comb. favorevole	167.07	78.40	145.28	✓ 1.85
Comb. sfavorevole	167.07	78.40	145.28	✓ 1.85

RELAZIONE GEOTECNICA

### 13.3.2. Verifiche geotecniche allo SLV

✦ Verifiche geotecniche in condizioni sismiche

Coefficiente di riduzione di $a_{max}$	$\beta_m$	0.38	-
Accelerazione massima attesa al sito	$a_g/g$	0.182	-
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T$	1.200	-
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S$	1.200	-

Dimensionamento muro

Base	B	1.90	m
Spessore fondazione	$s_f$	0.30	m
Spessore muro	$s_m$	0.30	m
Base a monte	$b_2$	1.20	m
Base a valle	$b_1$	0.40	m
Peso della fondazione	$W_f$	14.25	kN/m
Peso della parete	$W_p$	28.13	kN/m
Peso del muro	$W_m$	42.38	kN/m
Peso del rinterro	$W_r$	87.48	kN/m
Azione del sovraccarico	$qb_2$	18.72	kN/m

1) Verifica a scorrimento

Azione	$\gamma_R$
$T_{lim}$	1

+k<sub>v</sub>

Coefficiente di spinta orizzontale	$k_h$	0.100	
Coefficiente di spinta verticale	$k_v$	0.050	
Coefficiente sismico	$\theta$	0.105	
Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe	$K_{ae}$	0.268	
Spinta attiva sismica rinterro	$S_{a\gamma}$	32.3	kN/m
Spinta attiva sismica sovraccarico laterale	$S_{aq}$	14.91	kN/m

Azioni di progetto  $E_d$  61.96 kN/m

Resistenza di progetto  $R_d$  65.83 kN/m

Combinazione	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Sismica_+k <sub>v</sub>	✓ 1.06

RELAZIONE GEOTECNICA

**-k<sub>v</sub>**

Coefficiente di spinta orizzontale	k <sub>h</sub>	0.100	
Coefficiente di spinta verticale	k <sub>v</sub>	-0.050	
Coefficiente sismico	θ	0.095	
Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe	K <sub>ae</sub>	0.263	
Spinta attiva sismica rinterro	S <sub>ay</sub>	34.9	kN/m
Spinta attiva sismica sovraccarico laterale	S <sub>aq</sub>	16.15	kN/m

Azioni di progetto E<sub>d</sub> 65.87 kN/m

Resistenza di progetto R<sub>d</sub> 72.73 kN/m

Combinazione	Verifica R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub> ≥ 1
Sismica_-k <sub>v</sub>	1.10

2) Verifica a carico limite

Azione	γ <sub>R</sub>
Q <sub>lim</sub>	1.2

**+k<sub>v</sub>**

Coefficiente di spinta orizzontale	k <sub>h</sub>	0.100	
Coefficiente di spinta verticale	k <sub>v</sub>	0.050	
Coefficiente sismico	θ	0.105	
Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe	K <sub>ae</sub>	0.268	
Spinta attiva sismica rinterro	S <sub>ay</sub>	32.3	kN/m
Spinta attiva sismica sovraccarico laterale	S <sub>aq</sub>	14.91	kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
W <sub>f</sub>	13.5	0.95	12.9
W <sub>p</sub>	26.7	0.55	14.7
W <sub>r</sub>	83.1	1.3	108.1
qb <sub>2</sub>	17.8	1.3	23.1

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
S <sub>ay</sub>	32.3	1.35	43.5
S <sub>aq</sub>	14.9	2.025	30.2

Momento = Momento stabilizzante - Momento ribaltante

Combinazione	E <sub>d</sub> = N	Mstab.	Mrib.	Momento	a	B'
	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	m	m
Combinazione sismica	141.18	158.75	73.74	85.01	0.60	1.20

RELAZIONE GEOTECNICA

*Fattori di capacità portante*

$N_c$	20.72	m
$N_q$	10.66	2
$N_\gamma$	10.88	

Combinazione	T	N	$i_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$q_{lim}$
	kN/m	kN/m	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Combinazione sismica	47.17	141.18	0.443	0.295	1.00	265.53

Combinazione	$R_d$ kN/m	$E_d$ kN/m	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Combinazione sismica	266.47	141.18	✓ 1.89

**-k<sub>v</sub>**

*Coefficiente di spinta orizzontale*

$k_h$  0.100

*Coefficiente di spinta verticale*

$k_v$  -0.050

*Coefficiente sismico*

$\theta$  0.095

*Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe*

$K_{ae}$  0.263

*Spinta attiva sismica rinterro*

$S_{a\gamma}$  34.9 kN/m

*Spinta attiva sismica sovraccarico laterale*

$S_{aq}$  16.15 kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	15.0	0.95	14.2
$W_p$	29.5	0.55	16.2
$W_r$	91.8	1.3	119.4
$qb_2$	19.7	1.3	25.5

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{a\gamma}$	34.9	1.35	47.2
$S_{aq}$	16.1	2.025	32.7

*Momento = Momento stabilizzante - Momento ribaltante*

Combinazione	$E_d = N$	Mstab.	Mrib.	Momento	a	B'
	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	m	m
Combinazione sismica	155.97	175.39	79.85	95.53	0.61	1.22

*Fattori di capacità portante*

$N_c$	20.72	m
$N_q$	10.66	2
$N_\gamma$	10.88	

RELAZIONE GEOTECNICA

Combinazione	T	N	$i_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$q_{lim}$
	kN/m	kN/m	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Combinazione sismica	51.08	155.97	0.452	0.304	1.00	269.61

Combinazione	$R_d$ kN/m	$E_d$ kN/m	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Combinazione sismica	275.22	155.97	✓ 1.76

3) Verifica a ribaltamento

Azione	$\gamma_R$
$R_{lim}$	1

**+k<sub>v</sub>**

Coefficiente di spinta orizzontale

$k_h$  0.149

Coefficiente di spinta verticale

$k_v$  0.075

Coefficiente sismico

$\theta$  0.161

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe

$K_{ae}$  0.301

Spinta attiva sismica rinterro

$S_{ay}$  35.2 kN/m

Spinta attiva sismica sovraccarico laterale

$S_{aq}$  16.29 kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	13.2	0.95	12.5
$W_p$	26.0	0.55	14.3
$W_r$	80.9	1.3	105.2
$qb_2$	17.3	1.3	22.5

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{ay}$	35.2	1.35	47.6
$S_{aq}$	16.3	2.025	33.0

Combinazione	Mstab. kNm/m	Mrib. = $E_d$ kNm/m	$R_d$ kNm/m	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Combinazione sismica	154.59	80.57	154.59	✓ 1.92

RELAZIONE GEOTECNICA

**-k<sub>v</sub>**

Coefficiente di spinta orizzontale	k <sub>h</sub>	0.149	
Coefficiente di spinta verticale	k <sub>v</sub>	-0.075	
Coefficiente sismico	θ	0.139	
Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe	K <sub>ae</sub>	0.287	
Spinta attiva sismica rinterro	S <sub>ay</sub>	39.1	kN/m
Spinta attiva sismica sovraccarico laterale	S <sub>aq</sub>	18.07	kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
W <sub>f</sub>	15.3	0.95	14.5
W <sub>p</sub>	30.2	0.55	16.6
W <sub>r</sub>	94.0	1.3	122.2
qb <sub>2</sub>	20.1	1.3	26.2

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
S <sub>ay</sub>	39.1	1.35	52.8
S <sub>aq</sub>	18.1	2.025	36.6

Combinazione	Mstab.	Mrib. = E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	Verifica R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub> ≥ 1
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	
Combinazione sismica	179.54	89.38	179.54	2.01



RELAZIONE GEOTECNICA

### 13.3.3. Calcolo delle armature

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	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.0

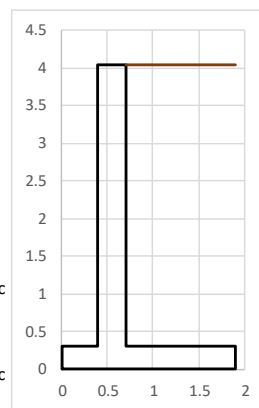
Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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
Resistenze non drenate	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_r$	1.0

**Dati:**

-Geometria muro:

Base del muro	B	=	1.90	m
Lunghezza di riferimento del muro	L	=	1.00	m
Scarpa di valle del muro	$b_1$	=	0.40	m
Spessore della scarpa di valle del muro	h	=	0.30	m
Spessore del muro	s	=	0.30	m
Altezza totale del muro	H	=	4.05	m



-Caratteristiche terreno ed eventuali sovraccarichi:

Peso proprio di progetto del terreno:	$\gamma_d$	=	18.00	kN/mc
Altezza del terreno di monte:	$h_t$	=	4.05	m
Sovraccarico di monte:	q	=	15.60	kPa
Peso specifico del sovraccarico di monte:	$\gamma$	=	18.50	kN/mc
Coefficiente di spinta attiva:	$K_a$	=	0.271	-

-Caratteristiche di sollecitazione:

Risultante delle forze verticali	$N_{sd}$	=	187.53	kN
Momento stabilizzante	$M_S$	=	209.89	kNm
Momento ribaltante	$M_R$	=	92.30	kNm
Eccentricità della risultante, rispetto al centro di rotazione a ribaltamento:	u	=	0.63	m
Eccentricità della risultante, rispetto al baricentro della fondazione:	e	=	0.32	m

Eccentricità accettabile  
Risultante esterna al nocciolo

**Caratteristiche dei materiali:**

-Calcestruzzo:

C25/30

Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_c$	=	1.50	-
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd}$	=	14.11	MPa
Resistenza media a trazione:	$f_{ctm}$	=	2.56	MPa
Peso specifico:	$\gamma_{cls}$	=	25.00	kN/mc

-Acciaio:

B450C

Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_s$	=	1.15	-
Resistenza di progetto a trazione:	$f_{yd}$	=	391.30	MPa

RELAZIONE GEOTECNICA

CALCOLO DELLE ARMATURE IN FONDAZIONE

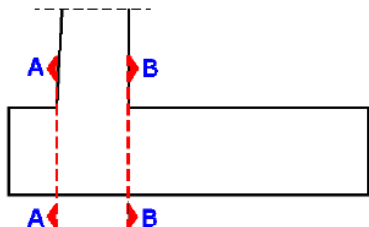
Calcolo delle sollecitazioni di progetto:

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 parzializzata       $s_{max}$       =      

387.10
--------

      kPa



Pressione all'incastro della mensola di valle (sezione A-A):       $s_A$       =      

227.29
--------

      kPa  
Pressione all'incastro della mensola di monte (sezione B-B):       $s_B$       =      

107.43
--------

      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:       $q_m$       =      

9.75
------

      kN/m  
Peso proprio terreno di riempimento:       $q_t$       =      

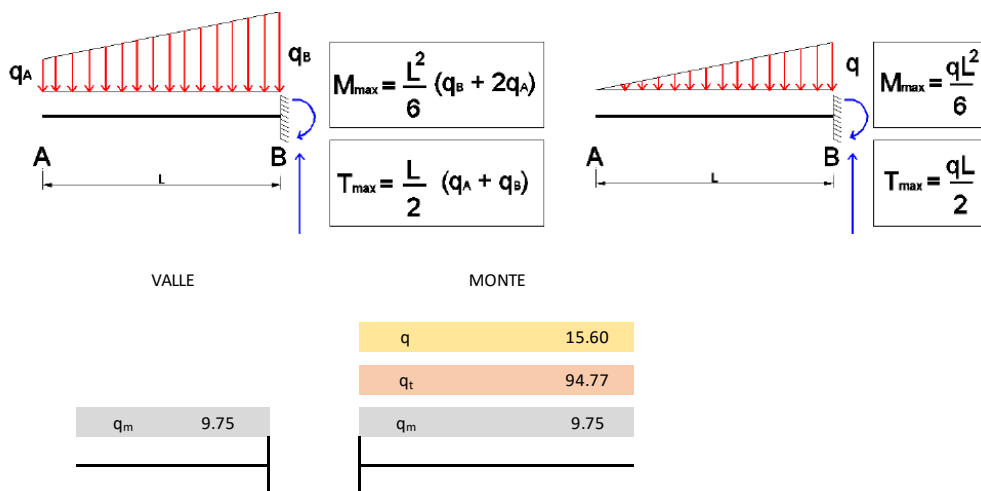
94.77
-------

      kN/m  
Sovraccarico:       $q$       =      

15.60
-------

      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:       $q_B$       =      

217.54
--------

      kN/m  
Carico all'estremo libero della mensola:       $q_A$       =      

377.35
--------

      kN/m

-Carichi di monte:

Carico all'incastro:       $q_B$       =      

107.43
--------

      kN/m  
Carico all'estremo libero della mensola:       $q_A$       =      

0.00
------

      kN/m

-Sollecitazioni sezione A-A:

Momento all'incastro (sezione A-A):       $M_{A-A}$       =      

25.93
-------

      kNm      > 0 tende le fibre inferiori  
Taglio all'incastro (sezione A-A):       $V_{A-A}$       =      

118.98
--------

      kN

## RELAZIONE GEOTECNICA

### -Sollecitazioni sezione B-B:

Momento all'incastro (sezione B-B):	$M_{B-B}$	=	-85.19	kNm	< 0 tende le fibre superiori
Taglio all'incastro (sezione B-B):	$V_{B-B}$	=	129.70	kN	

### 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:	$A_s$	=	9.30	cm <sup>2</sup>
----------------------------------	-------	---	------	-----------------

Si dispongono superiormente ed inferiormente 5  $\phi$  16  $A_s$  (cm<sup>2</sup>)= **10.05** al metro.

### -Armatura trasversale:

Armatura trasversale di ripartizione (20% $A_s$ ):	$A_{rip}$	=	2.01	cm <sup>2</sup>
--	-----------	---	------	-----------------

corrispondenti a 5  $\phi$  10  $A_s$  (cm<sup>2</sup>)= **3.95** al metro.

### -Verifica a taglio:

k	=	1.88
$v_{min}$	=	0.49
$\rho_l$	=	0.0039
$\sigma_{cp}$	=	0.00

$$V_{Rd} = 132.56 \text{ kN} > V_{Ed} = 129.70 \text{ kN} \quad \text{Non occorre armatura a taglio}$$

RELAZIONE GEOTECNICA

CALCOLO DELLE ARMATURE IN ELEVAZIONE

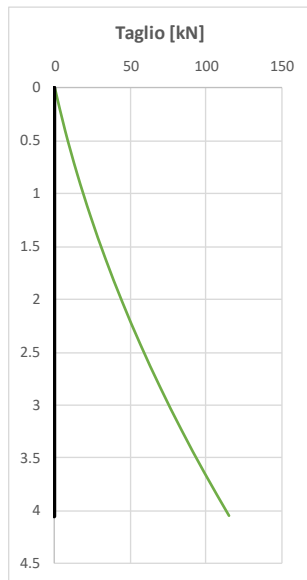
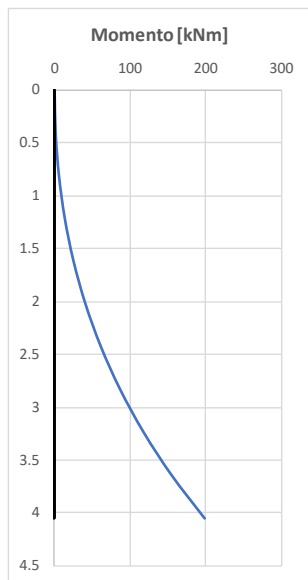
Il paramento del muro verrà calcolato come una mensola verticale, incastrata alla base e caricata con un carico ad andamento trapezoidale o triangolare.

Pressione in testa dovuta al sovraccarico:

$$\sigma_0 = 15.60 \text{ kPa}$$

Pressione all'incastro:

$$\sigma_{\max} = 41.28 \text{ kPa}$$



-Sollecitazioni massime:

Momento massimo all'incastro:

$$M_{\max} = 198.15 \text{ kNm}$$

Taglio massimo all'incastro:

$$V_{\max} = 115.19 \text{ kN}$$

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

$$c = 3 \text{ cm}$$

Altezza utile della mensola maggiormente sollecitata:

$$d = 27 \text{ cm}$$

-Minimi di normativa per la flessione:

Armatura minima a flessione (§ 4.1.6.1.1):

$$A_{s,\min} = 3.99 \text{ cm}^2$$

-Armatura a flessione:

Armatura di calcolo a flessione:

$$A_s = 20.84 \text{ cm}^2$$

Si dispongono superiormente ed inferiormente

7

$\phi$

20

$A_s (\text{cm}^2) = 20.93$  al metro.

-Armatura trasversale:

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

$$A_{rip} = 4.19 \text{ cm}^2$$

corrispondenti a

7

$\phi$

10

$A_s (\text{cm}^2) = 5.27$  al metro.

-Verifica a taglio:

$k$	=	1.86
$v_{\min}$	=	0.49
$\rho_l$	=	0.0078
$\sigma_{cp}$	=	0.00

$$V_{Rd} = 172.09 \text{ kN} > V_{Ed} = 115.19 \text{ kN} \quad \text{Non occorre armatura a taglio}$$

RELAZIONE GEOTECNICA

### 13.4. Muro di sostegno tipo 3

**Verifica muro di sostegno a sbalzo**

Dati di input

Altezza muro fuori terra

$H_m$  1.90 m

Approfondimento

$D_f$  0.90 m

Altezza totale muro

$H_t$  2.80 m

Sovraccario laterale

$q$  9.00 kPa

Caratteristiche del terreno di base

Angolo di attrito

$\phi$  25 °

Peso di volume

$\gamma$  21.0 kN/m<sup>3</sup>

Coesione

$c'$  7.0 kPa

Coesione non drenata

$c_u$  0.0 kPa

Caratteristiche del terreno di rinterro

Angolo di attrito

$\phi$  35 °

Peso di volume

$\gamma$  18.0 kN/m<sup>3</sup>

Coesione

$c'$  0.0 kPa

Coesione non drenata

$c_u$  0.0 kPa

RELAZIONE GEOTECNICA

### 13.4.1. Verifiche geotecniche allo SLU

✦ **Verifiche geotecniche in condizioni statiche**

Coefficiente di spinta attiva	$K_a$	0.271	
Spinta attiva rinterro	$S_{ay}$	15.2	kN/m
Spinta attiva sovraccarico laterale	$S_{aq}$	6.10	kN/m

Dimensionamento muro

Base	$B$	1.90	m
Spessore fondazione	$s_f$	0.30	m
Spessore muro	$s_m$	0.30	m
Base a monte	$b_2$	1.20	m
Base a valle	$b_1$	0.40	m
Peso della fondazione	$W_f$	14.25	kN/m
Peso della parete	$W_p$	18.75	kN/m
Peso del muro	$W_m$	33.00	kN/m
Peso del rinterro	$W_r$	60.48	kN/m
Azione del sovraccarico	$qb_2$	10.80	kN/m

1) Verifica a scorrimento

Azione	Effetto	$Y_{G1}$	$Y_{G2} = Y_q$	$Y_{\psi'}$	$Y_R$
$W_m + W_r$	<i>fav</i>	1	-	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$q$	<i>fav</i>	-	0	-	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$S_a$	<i>fav</i>	1	-	1	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$S_q$	<i>fav</i>	-	0	1	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$T_{lim}$		-	-	-	1.1
		-	-		

Azioni_Comb. favorevole	$E_d$	19.82	kN/m
Azioni_Comb. sfavorevole	$E_d$	28.96	kN/m

Resistenza_Comb. favorevole	$R_d$	39.63	kN/m
Resistenza_Comb. sfavorevole	$R_d$	46.50	kN/m

Combinazione	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Favorevole	✓ 2.00
Sfavorevole	✓ 1.61

RELAZIONE GEOTECNICA

2) Verifica a carico limite

Azione	Effetto	$V_{G1}$	$V_{G2} = V_q$	$V_{\phi'}$	$V_R$
$W_m + W_r$	<i>fav</i>	1	-	-	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$q$	<i>fav</i>	-	0	-	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$S_a$	<i>fav</i>	1	-	1	-
	<i>sfav</i>	1.3	-		
$S_q$	<i>fav</i>	-	0	1	-
	<i>sfav</i>	-	1.5		
$T_{lim}$		-	-	-	1.4
		-	-		

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	14.3	0.95	13.5
$W_p$	18.8	0.55	10.3
$W_r$	60.5	1.3	78.6
$qb_2$	10.8	1.3	14.0

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{a\gamma}$	15.2	0.93	14.2
$S_{aq}$	6.1	1.4	8.5

Momento = Momento stabilizzante - Momento ribaltante

Combinazione	$E_d = N$	Mstab.	Mrib.	Momento	a	B'
	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	m	m
Comb. favorevole	93.48	102.47	18.50	83.98	0.90	1.80
Comb. sfavorevole	137.72	154.28	31.30	122.98	0.89	1.79
Comb. fav-sfav	109.68	123.53	18.50	105.04	0.96	1.92
Comb. sfav-fav	121.52	133.22	31.30	101.92	0.84	1.68

Fattori di capacità portante

$N_c$	20.72	m
$N_q$	10.66	
$N_\gamma$	10.88	

Combinazione	T	N	$i_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$q_{lim}$
	kN/m	kN/m	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Comb. favorevole	19.82	93.48	0.621	0.489	1.00	371.07
Comb. sfavorevole	28.96	137.72	0.624	0.492	1.00	371.48
Comb. fav-sfav	19.82	109.68	0.671	0.550	1.00	402.72
Comb. sfav-fav	28.96	121.52	0.580	0.442	1.00	345.22

Combinazione	$R_d$ kN/m	$E_d$ kN/m	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Comb. favorevole	476.22	93.48	✓ 5.09
Comb. sfavorevole	473.86	137.72	✓ 3.44
Comb. fav-sfav	550.97	109.68	✓ 5.02
Comb. sfav-fav	413.60	121.52	✓ 3.40

RELAZIONE GEOTECNICA

3) Verifica a ribaltamento

Azione	Effetto	$V_{G1}$	$V_{G2} = V_q$	$V_{\phi'}$	$V_R$
$W_m + W_r$	$fav$	1	-	-	-
	$sfav$	1.3	-		
$q$	$fav$	-	0	-	-
	$sfav$	-	1.5		
$S_a$	$fav$	1	-	1	-
	$sfav$	1.3	-		
$S_q$	$fav$	-	0	1	-
	$sfav$	-	1.5		
$T_{lim}$		-	-	-	1.15
		-	-		

Combinazione	Mstab.	Mrib. = $E_d$	$R_d$	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	
Comb. favorevole	102.47	14.23	89.11	6.26
Comb. sfavorevole	123.53	27.03	107.42	3.97

### 13.4.2. Verifiche geotecniche allo SLV

✦ Verifiche geotecniche in condizioni sismiche

Coefficiente di riduzione di  $a_{max}$

$\beta_m$  0.38 -

Accelerazione massima attesa al sito

$a_g/g$  0.182 -

Coefficiente di amplificazione topografica

$S_T$  1.200 -

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_S$  1.200 -

Dimensionamento muro

Base

$B$  2.00 m

Spessore fondazione

$s_f$  0.30 m

Spessore muro

$s_m$  0.40 m

Base a monte

$b_2$  1.20 m

Base a valle

$b_1$  0.40 m

Peso della fondazione

$W_f$  15.00 kN/m

Peso della parete

$W_p$  39.90 kN/m

Peso del muro

$W_m$  54.90 kN/m

Peso del rinterro

$W_r$  92.66 kN/m

Azione del sovraccarico

$qb_2$  10.80 kN/m



RELAZIONE GEOTECNICA

1) Verifica a scorrimento

Azione	$\gamma_R$
$T_{lim}$	1

**+k<sub>v</sub>**

Coefficiente di spinta orizzontale	$k_h$	0.100	
Coefficiente di spinta verticale	$k_v$	0.050	
Coefficiente sismico	$\theta$	0.105	
Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe	$K_{ae}$	0.268	
Spinta attiva sismica rinterro	$S_{a\gamma}$	36.5	kN/m
Spinta attiva sismica sovraccarico laterale	$S_{aq}$	9.15	kN/m

Azioni di progetto  $E_d$  61.44 kN/m

Resistenza di progetto  $R_d$  70.17 kN/m

Combinazione	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Sismica_+k <sub>v</sub>	✓ 1.14

**-k<sub>v</sub>**

Coefficiente di spinta orizzontale	$k_h$	0.100	
Coefficiente di spinta verticale	$k_v$	-0.050	
Coefficiente sismico	$\theta$	0.095	
Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe	$K_{ae}$	0.263	
Spinta attiva sismica rinterro	$S_{a\gamma}$	39.5	kN/m
Spinta attiva sismica sovraccarico laterale	$S_{aq}$	9.91	kN/m

Azioni di progetto  $E_d$  65.23 kN/m

Resistenza di progetto  $R_d$  77.52 kN/m

Combinazione	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Sismica_-k <sub>v</sub>	✓ 1.19

RELAZIONE GEOTECNICA

2) Verifica a carico limite

Azione	$\gamma_R$
$Q_{lim}$	1.2

$\pm k_v$

Coefficiente di spinta orizzontale

$k_h$  0.100

Coefficiente di spinta verticale

$k_v$  0.050

Coefficiente sismico

$\theta$  0.105

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe

$K_{ae}$  0.268

Spinta attiva sismica rinterro

$S_{ay}$  36.5 kN/m

Spinta attiva sismica sovraccarico laterale

$S_{aq}$  9.15 kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	14.3	1	14.3
$W_p$	37.9	0.6	22.7
$W_r$	88.0	1.4	123.3
$qb_2$	10.3	1.4	14.4

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{ay}$	36.5	1.43	52.2
$S_{aq}$	9.2	2.145	19.6

Momento = Momento stabilizzante - Momento ribaltante

Combinazione	$E_d = N$	Mstab.	Mrib.	Momento	a	B'
	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	m	m
Combinazione sismica	150.48	174.64	71.85	102.78	0.68	1.37

Fattori di capacità portante

$N_c$	20.72	m
$N_q$	10.66	2
$N_\gamma$	10.88	

Combinazione	T	N	$i_\gamma$	$i_q$	$i_c$	$q_{lim}$
	kN/m	kN/m	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Combinazione sismica	45.67	150.48	0.485	0.338	1.00	288.81

Combinazione	$R_d$ kN/m	$E_d$ kN/m	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
Combinazione sismica	328.78	150.48	2.18

RELAZIONE GEOTECNICA

**-k<sub>v</sub>**

Coefficiente di spinta orizzontale

k<sub>h</sub> 0.100

Coefficiente di spinta verticale

k<sub>v</sub> -0.050

Coefficiente sismico

θ 0.095

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe

K<sub>ae</sub> 0.263

Spinta attiva sismica rinterro

S<sub>ay</sub> 39.5 kN/m

Spinta attiva sismica sovraccarico laterale

S<sub>aq</sub> 9.91 kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
W <sub>f</sub>	15.7	1	15.7
W <sub>p</sub>	41.9	0.6	25.1
W <sub>r</sub>	97.3	1.4	136.2
qb <sub>2</sub>	11.3	1.4	15.9

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
S <sub>ay</sub>	39.5	1.43	56.6
S <sub>aq</sub>	9.9	2.145	21.3

Momento = Momento stabilizzante - Momento ribaltante

Combinazione	E <sub>d</sub> = N	Mstab.	Mrib.	Momento	a	B'
	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	m	m
Combinazione sismica	166.25	192.94	77.81	115.13	0.69	1.39

Fattori di capacità portante

N <sub>c</sub>	20.72	m
N <sub>q</sub>	10.66	2
N <sub>γ</sub>	10.88	

Combinazione	T	N	i <sub>γ</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	q <sub>lim</sub>
	kN/m	kN/m	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Combinazione sismica	49.46	166.25	0.494	0.347	1.00	292.97

Combinazione	R <sub>d</sub> kN/m	E <sub>d</sub> kN/m	Verifica R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub> ≥ 1
Combinazione sismica	338.15	166.25	2.03

RELAZIONE GEOTECNICA

3) Verifica a ribaltamento

Azione	$\gamma_R$
$R_{lim}$	1

$\pm k_v$

Coefficiente di spinta orizzontale

$k_h$  0.149

Coefficiente di spinta verticale

$k_v$  0.075

Coefficiente sismico

$\theta$  0.161

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe

$K_{ae}$  0.301

Spinta attiva sismica rinterro

$S_{av}$  39.9 kN/m

Spinta attiva sismica sovraccarico laterale

$S_{aq}$  10.00 kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	13.9	1	13.9
$W_p$	36.9	0.6	22.2
$W_r$	85.7	1.4	120.0
$qb_2$	10.0	1.4	14.0

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{av}$	39.9	1.43	57.1
$S_{aq}$	10.0	2.145	21.5

Combinazione	Mstab.	$M_{rib.} = E_d$	$R_d$	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	
Combinazione sismica	170.06	78.51	170.06	2.17

$-k_v$

Coefficiente di spinta orizzontale

$k_h$  0.149

Coefficiente di spinta verticale

$k_v$  -0.075

Coefficiente sismico

$\theta$  0.139

Coefficiente di spinta attiva - Mononobe-Okabe

$K_{ae}$  0.287

Spinta attiva sismica rinterro

$S_{av}$  44.3 kN/m

Spinta attiva sismica sovraccarico laterale

$S_{aq}$  11.09 kN/m

Calcolo momento stabilizzante e di ribaltamento rispetto al punto P (valle)

Momento stabilizzante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$W_f$	16.1	1	16.1
$W_p$	42.9	0.6	25.7
$W_r$	99.6	1.4	139.4
$qb_2$	11.6	1.4	16.2

Momento ribaltante (P)			
Azione	F (kN/m)	b (m)	M (kNm/m)
$S_{av}$	44.3	1.43	63.3
$S_{aq}$	11.1	2.145	23.8

Combinazione	Mstab.	$M_{rib.} = E_d$	$R_d$	Verifica $R_d/E_d \geq 1$
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	
Combinazione sismica	197.52	87.10	197.52	2.27

RELAZIONE GEOTECNICA

## 13.5. Calcolo delle armature

**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 $\gamma_r$ (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	$\gamma_y$	$\gamma_y$	1.0

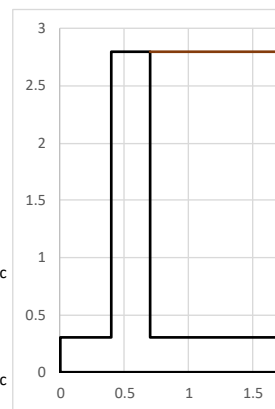
**Dati:**

-Geometria muro:

Base del muro	B	=	1.90	m
Lunghezza di riferimento del muro	L	=	1.00	m
Scarpa di valle del muro	$b_1$	=	0.40	m
Spessore della scarpa di valle del muro	h	=	0.30	m
Spessore del muro	s	=	0.30	m
Altezza totale del muro	H	=	2.80	m

-Caratteristiche terreno ed eventuali sovraccarichi:

Peso proprio di progetto del terreno:	$\gamma_d$	=	18.00	kN/mc
Altezza del terreno di monte:	$h_t$	=	2.80	m
Sovraccarico accidentale di monte:	$q_a$	=	4.00	kPa
Sovraccarico permanente di monte:	$q_p$	=	5.00	kPa
Peso specifico del sovraccarico di monte:	$\gamma$	=	18.50	kN/mc
Coefficiente di spinta attiva:	$K_a$	=	0.271	-



-Caratteristiche di sollecitazione:

Risultante delle forze verticali	$N_{sd}$	=	128.72	kN
Momento stabilizzante	$M_S$	=	152.72	kNm
Momento ribaltante	$M_R$	=	29.12	kNm
Eccentricità della risultante, rispetto al centro di rotazione a ribaltamento:	u	=	0.96	m
Eccentricità della risultante, rispetto al baricentro della fondazione:	e	=	-0.01	m

Eccentricità accettabile  
Risultante interna al nocciolo

**Caratteristiche dei materiali:**

-Calcestruzzo:

C25/30

Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_c$	=	1.50	-
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd}$	=	14.11	MPa
Resistenza media a trazione:	$f_{ctm}$	=	2.56	MPa
Peso specifico:	$\gamma_{cls}$	=	25.00	kN/mc

-Acciaio:

B450C

Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_s$	=	1.15	-
Resistenza di progetto a trazione:	$f_{yd}$	=	391.30	MPa

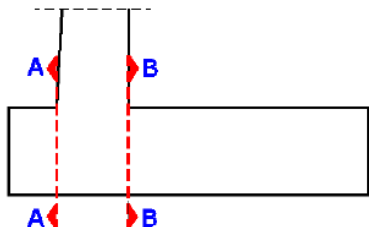
**RELAZIONE GEOTECNICA**

**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	=	65.57	kPa
Pressione minima a monte		s min	=	69.93	kPa

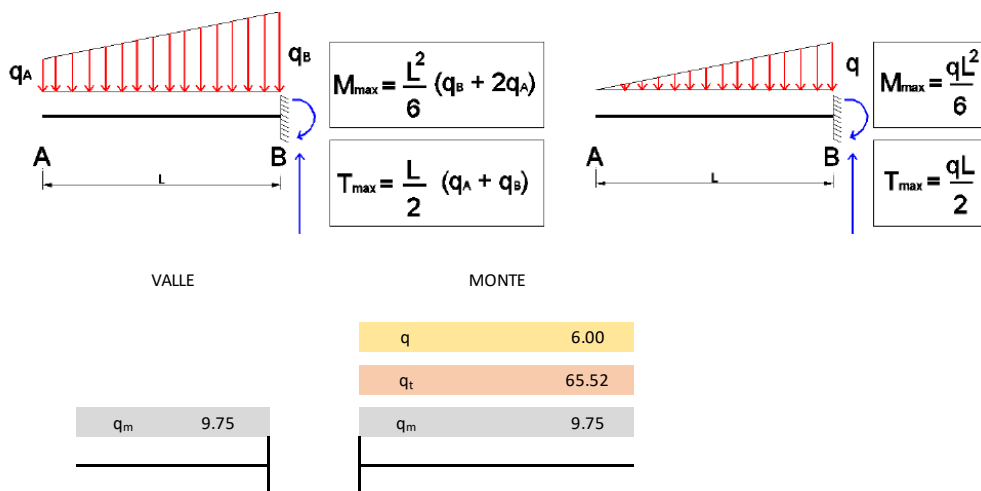


Pressione all'incastro della mensola di valle (sezione A-A):	s A	=	66.49	kPa
Pressione all'incastro della mensola di monte (sezione B-B):	s B	=	67.18	kPa

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>	=	65.52	kN/m
Sovraccarico:	q	=	6.00	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>	=	56.74	kN/m
Carico all'estremo libero della mensola:	q <sub>A</sub>	=	55.82	kN/m

**-Carichi di monte:**

Carico all'incastro:	q <sub>B</sub>	=	67.18	kN/m
Carico all'estremo libero della mensola:	q <sub>A</sub>	=	69.93	kN/m

**-Sollecitazioni sezione A-A:**

Momento all'incastro (sezione A-A):	M <sub>A-A</sub>	=	4.49	kNm	> 0 tende le fibre inferiori
Taglio all'incastro (sezione A-A):	V <sub>A-A</sub>	=	22.51	kN	

## RELAZIONE GEOTECNICA

### -Sollecitazioni sezione B-B:

Momento all'incastro (sezione B-B):	$M_{B-B}$	=	-8.83	kNm	< 0 tende le fibre superiori
Taglio all'incastro (sezione B-B):	$V_{B-B}$	=	15.26	kN	

### 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 4  $\phi$  14  $A_s$  (cm<sup>2</sup>)= **6.16** al metro.

### -Armatura trasversale:

Armatura trasversale di ripartizione (20% $A_s$ ):	$A_{rip}$	=	1.23	cm <sup>2</sup>
--	-----------	---	------	-----------------

corrispondenti a 5  $\phi$  10  $A_s$  (cm<sup>2</sup>)= **3.95** al metro.

### -Verifica a taglio:

k	=	1.88
$v_{min}$	=	0.49
$\rho_l$	=	0.0024
$\sigma_{cp}$	=	0.00

$$V_{Rd} = 128.18 \text{ kN} > V_{Ed} = 15.26 \text{ kN} \quad \text{Non occorre armatura a taglio}$$

RELAZIONE GEOTECNICA

CALCOLO DELLE ARMATURE IN ELEVAZIONE

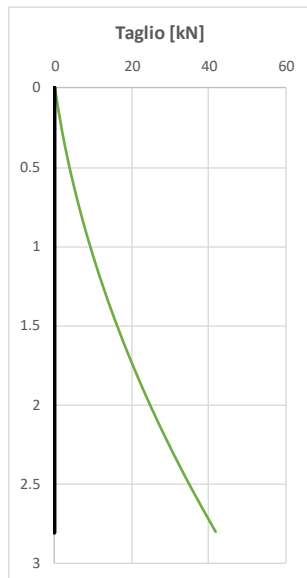
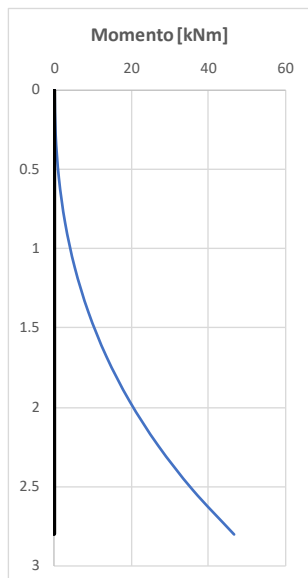
Il paramento del muro verrà calcolato come una mensola verticale, incastrata alla base e caricata con un carico ad andamento trapezoidale o triangolare.

Pressione in testa dovuta al sovraccarico:

$$\sigma_0 = 6.00 \text{ kPa}$$

Pressione all'incastro:

$$\sigma_{\max} = 23.76 \text{ kPa}$$



Sollecitazioni massime:

Momento massimo all'incastro:

$$M_{\max} = 46.72 \text{ kNm}$$

Taglio massimo all'incastro:

$$V_{\max} = 41.66 \text{ kN}$$

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

$$c = 3 \text{ cm}$$

Altezza utile della mensola maggiormente sollecitata:

$$d = 27 \text{ cm}$$

Minimi di normativa per la flessione:

Armatura minima a flessione (§ 4.1.6.1.1):

$$A_{s,\min} = 3.99 \text{ cm}^2$$

Armatura a flessione:

Armatura di calcolo a flessione:

$$A_s = 4.91 \text{ cm}^2$$

Si dispongono superiormente ed inferiormente

4

$\phi$

14

$A_s (\text{cm}^2) = 6.16$  al metro.

Armatura trasversale:

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

$$A_{rip} = 1.23 \text{ cm}^2$$

corrispondenti a

4

$\phi$

10

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

al metro.

Verifica a taglio:

k	=	1.86
$v_{\min}$	=	0.49
$\rho_l$	=	0.0023
$\sigma_{cp}$	=	0.00

$$V_{Rd} = 131.37 \text{ kN} > V_{Ed} = 41.66 \text{ kN} \quad \text{Non occorre armatura a taglio}$$

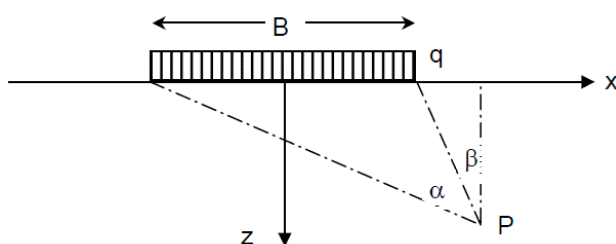


## 14. VERIFICA DEL MURO ESISTENTE

La ricostruzione del nuovo corpo scolastico si estende più a valle rispetto all'attuale fabbricato. In particolare, la distanza minima dal muro di contenimento esistente di valle è pari a circa 2.70 m. Si sono quindi calcolate le tensioni indotte dal sovraccarico, relativo alla nuova struttura, sul muro esistente secondo la teoria elastica di Boussinesq.

Come evidenziato dai risultati che seguono, l'incremento di tensioni sul muro esistente di valle, indotto dalla nuova costruzione posta a -1.35 m dall'attuale piano campagna, è inferiore al 5% e quindi può considerarsi trascurabile. Si consiglia, tuttavia, di realizzare un intervento di consolidamento del muro in questione al fine di incrementarne la resistenza.

### CALCOLO DELLE TENSIONI INDOTTE



#### Caratteristiche geometriche e condizioni di carico:

Base della struttura:	B	=	20.90	m
Lunghezza della struttura:	L	=	24.80	m
Distanza del punto P dall'origine degli assi:	x	=	13.15	m
Profondità del piano di posa della fondazione:	$z_{pp}$	=	1.35	m
Carico uniforme:	q	=	25.31	kN/m <sup>2</sup> /m

#### Caratteristiche del terreno:

Angolo di attrito:	$\phi$	=	22.0	°
Peso di volume:	$\gamma$	=	18.5	kN/m <sup>3</sup>
Coesione:	$c'$	=	5.0	kPa
Coesione non drenata:	$c_u$	=	38.0	kPa

#### Diffusione delle tensioni:

Discretizzazione del terreno:	$\Delta z$	=	0.20	m
-------------------------------	------------	---	------	---

RELAZIONE GEOTECNICA

$z_{fondazione}$ [m]	$z_{p.c.}$ [m]	$\alpha + \beta$ [rad]	$\beta$ [rad]	$\alpha$ [rad]	$\sigma_{z,i}$ [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	$\sigma_{z,f}$ [kPa]	$\sigma_{z,f}/\sigma_{z,i}$ [%]
0.00	0.10	0.0000	0.0000	0.0000	1.85	0.00	1.85	0.00
0.00	0.20	0.0000	0.0000	0.0000	3.70	0.00	3.70	0.00
0.00	0.30	0.0000	0.0000	0.0000	5.55	0.00	5.55	0.00
0.00	0.40	0.0000	0.0000	0.0000	7.40	0.00	7.40	0.00
0.00	0.50	0.0000	0.0000	0.0000	9.25	0.00	9.25	0.00
0.00	0.60	0.0000	0.0000	0.0000	11.10	0.00	11.10	0.00
0.00	0.70	0.0000	0.0000	0.0000	12.95	0.00	12.95	0.00
0.00	0.80	0.0000	0.0000	0.0000	14.80	0.00	14.80	0.00
0.00	0.90	0.0000	0.0000	0.0000	16.65	0.00	16.65	0.00
0.00	1.00	0.0000	0.0000	0.0000	18.50	0.00	18.50	0.00
0.00	1.10	0.0000	0.0000	0.0000	20.35	0.00	20.35	0.00
0.00	1.20	0.0000	0.0000	0.0000	22.20	0.00	22.20	0.00
0.00	1.30	0.0000	0.0000	0.0000	24.05	0.00	24.05	0.00
0.05	1.40	1.5687	1.0445	0.5242	25.90	0.74	26.64	2.86
0.15	1.50	1.5644	1.0456	0.5188	27.75	0.74	28.49	2.65
0.25	1.60	1.5602	1.0468	0.5134	29.60	0.73	30.33	2.47
0.35	1.70	1.5560	1.0480	0.5080	31.45	0.73	32.18	2.31
0.45	1.80	1.5517	1.0492	0.5026	33.30	0.72	34.02	2.17
0.55	1.90	1.5475	1.0504	0.4971	35.15	0.72	35.87	2.04
0.65	2.00	1.5433	1.0515	0.4917	37.00	0.71	37.71	1.93
0.75	2.10	1.5390	1.0527	0.4863	38.85	0.71	39.56	1.82
0.85	2.20	1.5348	1.0539	0.4809	40.70	0.70	41.40	1.73
0.95	2.30	1.5306	1.0551	0.4755	42.55	0.70	43.25	1.64
1.05	2.40	1.5263	1.0563	0.4701	44.40	0.69	45.09	1.56
1.15	2.50	1.5221	1.0575	0.4646	46.25	0.69	46.94	1.49
1.25	2.60	1.5179	1.0587	0.4592	48.10	0.68	48.78	1.42
1.35	2.70	1.5137	1.0598	0.4538	49.95	0.68	50.63	1.36
1.45	2.80	1.5094	1.0610	0.4484	51.80	0.67	52.47	1.30
1.55	2.90	1.5052	1.0622	0.4430	53.65	0.67	54.32	1.25
1.65	3.00	1.5010	1.0634	0.4376	55.50	0.66	56.16	1.20
1.75	3.10	1.4968	1.0646	0.4322	57.35	0.66	58.01	1.15
1.85	3.20	1.4926	1.0658	0.4268	59.20	0.65	59.85	1.11
1.95	3.30	1.4884	1.0670	0.4214	61.05	0.65	61.70	1.06
2.05	3.40	1.4841	1.0682	0.4160	62.90	0.64	63.54	1.03
2.15	3.50	1.4799	1.0694	0.4106	64.75	0.64	65.39	0.99
2.25	3.60	1.4757	1.0706	0.4052	66.60	0.63	67.23	0.95
2.35	3.70	1.4715	1.0718	0.3998	68.45	0.63	69.08	0.92
2.45	3.80	1.4674	1.0730	0.3944	70.30	0.62	70.92	0.89
2.55	3.90	1.4632	1.0742	0.3890	72.15	0.62	72.77	0.86
2.65	4.00	1.4590	1.0754	0.3836	74.00	0.61	74.61	0.83