A043 – I.I.S. "L. Fantini"

Via Bologna, 240 - Vergato (BO)

Intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi "I.T.C. Fantini" di Vergato (BO)

R.7_ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Progettista e Dirigente :

Ing. Massimo Biagetti

R.U.P.
Ing. Marco Ferrarini

Luglio 2021

PREMESSA ALLA ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI

ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

1 Viene di seguito riportato il medesimo documento oggetto di deposito sismico presso il Comune di Vergato; deposito avvenuto con trasmissione eseguita, in data 18/06/2021 , mediante 3 invii (in atti al fasc. 9.3.1.1/7/2020) indirizzati al Comune .

2 Il documento è stato firmato dall'Ing. Davide Grablovitz (residente a Brescia ed iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Cremona al n° 1255) quale progettista strutturale e progettista architettonico facente parte della Società Delta Engineering Services Srl (Mandataria) Sede a Ferrara in via Bertok n. 29/G che in RTP con S.S.T.- Studio Servizi Tecnici del Dott. Geol. Thomas Veronese (Mandante), è stata incaricata della progettazione dell'intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi dell' Istituto "ITC Fantini" in Via Bologna,n. 240 – Vergato (BO). (Codice edificio 370591000 - CUP C29E19000280002); incarico contemplante l'elaborazione della documentazione necessaria per l'assolvimento degli obblighi di legge ai fini sismici in riferimento al rispetto di quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 e relativa Circolare per la costruzione del nuovo tratto di muro di sostegno..

3 Per quanto sopra indicato, preso atto delle considerazioni svolte, si allega l'illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale dell'intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi dell' Istituto "ITC Fantini" in Via Bologna,n. 240 – Vergato (BO).

ALLEGATO :

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA

COMUNE DI BOLOGNA

cod. A043
I.T.C. "FANTINI"
Via Bologna, n. 10, Vergato (BO)

AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI

SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA, ISTITUZIONALE, PEVENZIONE E PROTEZIONE

U.O. Gestione Impianti e Servizi

PROGETTO DEFINITIVO
Intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi "I.T.C. FANTINI "
Via Bologna, 10 - Vergato (BO)
CUP C29E19000280002 (MUTUO BEI 2019)

oggetto: Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

relazione n°:	G
scala elab.to: --	data: 12/04/2021
codice:DES-694	revisione: 00
Prima emissione	
Archivio: DES-694-G-ILLUSTRAZIONE_SINTETICA-R0	

PROPRIETA':
CITTA' METROPOLITANA di BOLOGNA

Dirigente d'Area per il Dirigente del Servizio Edilizia Scolastica, Istituzionale, Prevenzione e Protezione : Ing. Massimo Biagetti

RUP Ing. Marco Ferrarini

PROGETTISTI

Mandataria

DELTA ENGINEERING SERVICES s.r.l.
Ing. Davide Grablovitz (incaricato dell'integrazione tra le varie prestazioni nonché delle attività rilievi manufatti e planoaltimetrici, relaz. geotecnica, verifica sismica, progettazione definitiva)
Ing. Alberto Bassi (relazione idrologica e relazione idraulica)
Ing. Linda Cremon (relazione generale e tecnica, elaborati grafici, calcolo delle strutture e impianti, relazione sismica e sulle strutture , progettazione definitiva)
Geom. Matteo Ghirelli (rilevazioni topografiche, tracciamenti GPS e supporto grafico)
Arch. Alice Merlante (relazione archeologica preliminare)

Mandante

S.S.T. Studio Servizi Tecnici Settore geologia e ambiente

Dott. Geol. Thomas Veronese (relazione geologica)

In base alle leggi vigenti dei diritti d'autore è vietata la copia o la riproduzione, anche parziale, di questo elaborato senza esplicita preventiva autorizzazione, ogni diritto è espressamente riservato ed esclusivo.

DELTA ENGINEERING SERVICES S.r.l.
Via Bèla Bartòk 29/g-44124, Ferrara
Tel. +39 0532 718417 – fax +39 0532 1711059
e-mail: info@deltaes.it
C.F. e P.I. 01798950380

Direttore Tecnico: Ing. Alberto Bassi
Progettista Strutturale: Ing. Linda Cremon
Progettista Architettonico:

UNI EN ISO 9001:2015
SISTEMA DI GESTIONE QUALITÀ CERTIFICATO
CERTIQUALITY È MEMBRO DELLA FEDERAZIONE CISQ

DELTA ENGINEERING SERVICES SRL

KEY MAP

CLIENTE

Città Metropolitana di Bologna

PROGETTO

Intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi "I.T.C. Fantini" di Vergato (BO)

PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

INDICE DI REVISIONE

R	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	12/04/2021	Prima emissione	Davide Grablovitz	Davide Grablovitz	Davide Grablovitz

DATA	SCALA	COMMESSA
12/04/2021	-	DES-694

DISEGNO	REV	ID. DOC.
DES-694-G-ILLUSTRAZIONE_SINTETICA_STRUTTURE-R0	00	G

NOTA GENERALE:
IL PRESENTE ELABORATO PROGETTUALE E' DI PROPRIETA' DI DELTA ENGINEERING S.r.l.
E' FATTO DIVIETO A CHIUNQUE DI PROCEDERE, IN QUALSIASI MODO E SOTTO QUALSIASI FORMA, ALLA SUA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, OVVERO DI DIVULGARE A TERZI QUALSIASI INFORMAZIONE IN MERITO, SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE RILASCIATA PER ISCRITTO DA DELTA ENGINEERING S.r.l.

Sommario

1 Premessa 4
2 Descrizione del contesto 4
2.1 Contesto edilizio 4
2.2 Contesto geologico e idrogeologico 5
2.2.1 Definizione dei parametri sismici 6
2.2.2 Risultati dell'analisi di risposta sismica locale 6
2.3 Problematiche riscontrate e soluzioni ipotizzate 7
3 Descrizione generale della struttura 8
3.1 Tipologia di intervento previsto 8
4 Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati 9
5 Definizione dei parametri di progetto 9
5.1 Vita nominale e classe d'uso 9
5.1.1 Paratia 9
5.1.2 Muro di sostegno 9
5.2 Azioni considerate nella costruzione: 9
5.2.1 Paratia 9
5.2.2 Muro di sostegno 10
6 Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale 10
6.1 Paratia 10
6.2 Muro di sostegno su pali 11
7 Criteri di progettazione e modellazione 11
7.1 Paratia 11
7.2 Muro di sostegno su pali 12
8 Combinazione delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati 12
8.1 Paratia 12
8.2 Muro di sostegno su pali 12
9 Indicazione motivata del metodo di analisi seguito 13
10 Criteri di verifica agli stati limite indagati in presenza di azione sismica 13
11 Rappresentazione dei risultati 13
11.1 Paratia 13
11.1.1 Risultati delle analisi 13
11.1.2 Verifica degli spostamenti massimi 14
11.2 Muro di sostegno su pali 15
11.2.1 Verifica di instabilita' globale (SLU GEO – A2+M2+R2) 18
11.2.2 Verifica degli elementi strutturali (SLU STR – A1+M1+R3) 18
11.2.3 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE) 24
11.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati 24

12 Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo 25
13 Strutture geotecniche o di fondazione 26
13.1 Paratia 26
13.2 Muro di contenimento su pali 26

1 Premessa

La presente Relazione è redatta ai sensi della Delibera della Giunta Regionale del 26 luglio 2010 n. 1071 ed i contenuti rispettano quanto indicato nell'Allegato B, par. B.2.2 della Delibera della Giunta Regionale del 26 settembre 2011 n. 1371.

2 Descrizione del contesto

La presente relazione viene redatta per la realizzazione di un intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi dell' Istituto "ITC Fantini" in Via Bologna,10 – Vergato (BO) su incarico del Dott. Ing. Massimo Biagetti, Dirigente dell'Area Servizi territoriali metropolitani, Dirigente pro-tempore del Servizio Edilizia Scolastica, Istituzionale, Prevenzione e Protezione della Città Metropolitana di Bologna (C.F. e P.IVA 03428581205), con determinazione dirigenziale n. 845 del 06/08/2020 - pg 40308/2020.

La porzione di struttura da analizzare, risale alla costruzione della scuola medesima, realizzata tra il 2001 e 2002. Le modifiche apportate negli anni alle strutture e al contesto d'intorno del manufatto da demolire e riscostruire sono numerose. Si nota, in ogni caso, che relativamente alla realizzazione dei muri, oggetto di indagine e intervento, nel 2002 (anno di costruzione della scuola), è stata fatta una perizia per realizzare dei muri su pali nel tratto più a Nord della strada secondaria di accesso alla scuola. Questi muri, ad oggi, risultano integri e in buono stato.

Il muro realizzato, in assenza di pali di fondazione risulta essere in pessime condizioni. Si possono evidenziare nello specifico numerose fessurazioni e rotture oltre che un evidente moto di ribaltamento a valle del muro stesso. Gli interventi eseguiti nel 2006 e nel 2009, pur mitigando le deformazioni e i movimenti del muro danneggiato, non hanno ridotto la sua pericolosità.

2.1 Contesto edilizio

L'area direttamente interessata dai futuri lavori risulta ubicata su di un versante con orientamento Est, alla periferia del centro abitato di Vergato, alla quota di circa 225 metri sul livello marino.

I terreni risultano distinti al Catasto del Comune di Vergato, al Foglio n. 44 e Mappale n. 315, in area sottoposta a vincolo idrogeologico (R.D. 3267/1923).

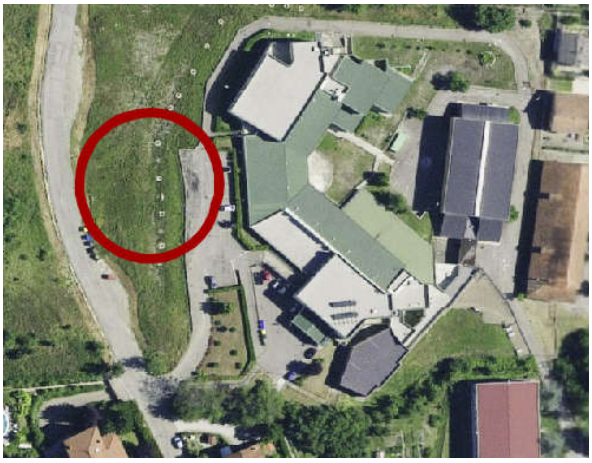

Figura 1 – Vista aerea dell'area di intervento con evidenziato il muro oggetto di intervento

2.2 Contesto geologico e idrogeologico

I dati geologici e idrogeologici sono stati desunti dalla "Relazione geologica, sismica e geotecnica" redatta dal Dott. Geol. Thomas Veronese nel marzo 2021, alla quale si rimanda per ulteriori dettagli.

Di seguito si riportano alcuni estratti di tale relazione:

Il sito è stato interessato da diverse indagini geologiche nel tempo, sia ai tempi della progettazione delle scuola sia nei periodi successivi ove si sono evidenziati movimenti franosi che hanno interessato l'aera a monte dei muri di sostegno sul lato ovest della scuola Fantini.

L'intervento ricade in zona di Vincolo Idrogeologico (RD 3267 del 1923).

Il Vincolo Idrogeologico venne istituito e normato con il Regio Decreto n. 3267 del 30 dicembre 1923 e con il Regio Decreto n. 1126 del 16 maggio 1926. La sua disciplina è stata in seguito rivista e ridefinita (L. R. n. 47 del 7 dicembre 1978), adeguandola alle necessità attuali, pur mantenendo lo spirito originale il quale, data l'epoca, si è rivelato assolutamente lungimirante. Lo scopo principale del Vincolo idrogeologico è quello di preservare l'ambiente fisico: non è preclusivo della possibilità di trasformazione o di nuova utilizzazione del territorio, ma mira alla tutela degli interessi pubblici e alla prevenzione del danno pubblico.

Gli interventi previsti dal progetto sono finalizzati a stabilizzare un'area che provoca il movimento traslativo verso valle di un muro costruito su del terreno di riporto, posato dopo lo sbancamento per la costruzione della scuola Fantini.

Questa apparente instabilità dell'area ha fatto si che siano stati prescritti degli studi specifici di analisi di risposta sismica locale per la determinazione delle azioni sismiche destabilizzanti del versante, evitando il ricorso agli spettri semplificati.

2.2.1 Definizione dei parametri sismici

Al fine di ricostruire il modello sismo-stratigrafico del sito in esame, è stato eseguito un carotaggio continuo fino a 30m di profondità, opportunamente attrezzato è stato utilizzato per l'esecuzione di una prova Down Hole in foro.

Per quanto concerne la valutazione della 'Classe di suolo di fondazione' secondo il D.M. 17/01/2018, tale indagine geofisica ha permesso di misurare con una certa precisione la velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di terreno (Vs30).

E' stato quindi possibile ricavare un valore di Vs30 che, calcolato dal piano campagna, è pari a 290 m/s e colloca il sito in esame in categoria B.

La Vs30 misurata è stata di: Vs30= ***395 m/s***

per cui la categoria di suolo di fondazione risulta essere B: ***Categoria di suolo di fondazione = B***

Tramite l'indagine HVSR è stato inoltre possibile definire le principali frequenze di vibrazione del terreno.

Per il sottosuolo in oggetto si riscontra una frequenza di vibrazione principale pari a circa 2, Hz (individuata da un largo picco di frequenza 5-7 Hz).

Categoria topigrafica: ***T1*** $S_T = 1,0$

2.2.2 Risultati dell'analisi di risposta sismica locale

La falda freatica viene assunta a -30,0m dal p.c. , in quanto sostanzialmente lo spessore investigato con il carotaggio appariva secco.

Dalla prova HVSR si ricava che la frequenza di risonanza del terreno è evidenziata in un primo picco a circa 2,3Hz. Il rapporto di amplificazione è 1,60. Come si può vedere anche nella funzione di trasferimento ottenuta dalla RSL si evidenzia il picco a 2,3 Hz con un rapporto di amplificazione di 1,59. *La funzione di trasferimento misurata con la prova HVSR, conferma e valida l'Analisi della Risposta Sismica locale.*

Il picco a 6Hz che emerge dalla RSL è riconducibile al contrasto presente a circa 13m di profondità.

Vs=	312	m/sec
6	Hz	
h=	13,0	m

Si riporta ora un grafico in excel, con lo spettro in accelerazione medio ricavato dalla analisi di RSL condotta con i 7 accelerogrammi, diagrammato con gli spettri semplificati da NTC di tipo A, B e tipo E.

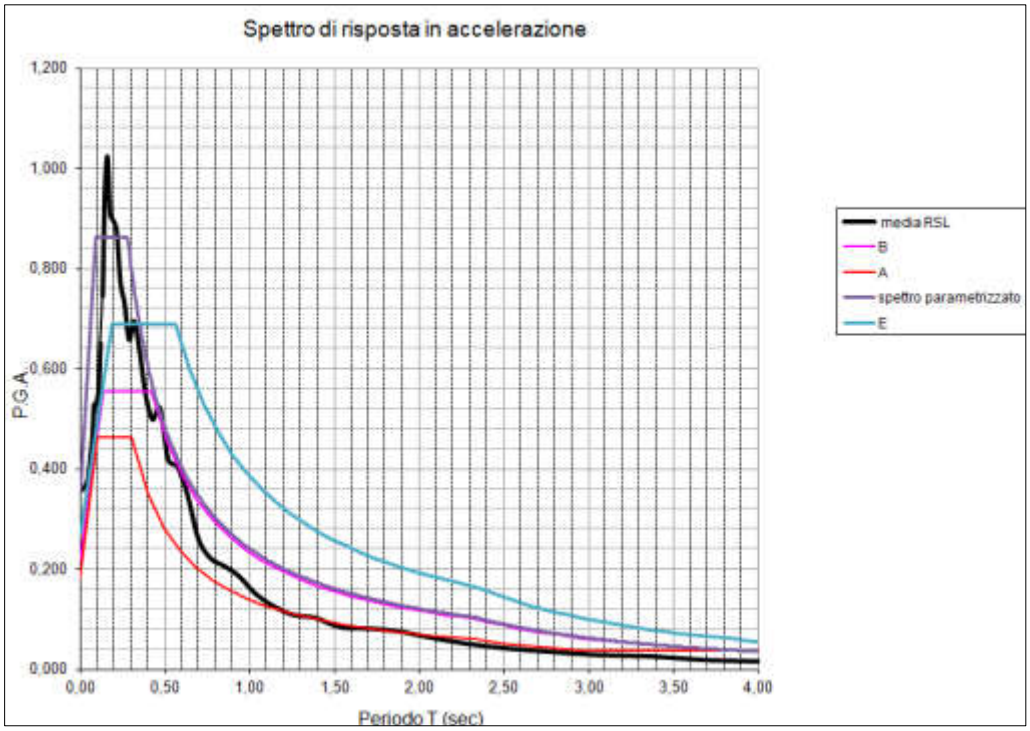

Figura 2 – Spettro di risposta in accelerazione da RLS

2.3 Problematiche riscontrate e soluzioni ipotizzate

Il muro di contenimento posto a monte della scuola, è dotato di pali di sostegno per il tratto a nord ed è ben preservato e stabile; la parte sud, costruita a quanto pare senza pali di fondazione, si è mosso ed è soggetto ad un dissesto strutturale, che ha determinato una lesione pressoché verticale e uno slittamento dello stesso verso valle. Questo movimento verso valle ha sospinto il piazzale creando quelle forme corrugate sull'asfalto. Il successivo muro posto a sostenere il piazzale del parcheggio invece è perfettamente allineato e stabile. A monte del muro sono presenti dei pozzi drenanti disposti su una fila distante circa 7m dal muro.

L'intervento più efficace eseguito, è stato quello realizzato nei confronti dell'infiltrazione delle acque: è stata infatti realizzata una barriera idraulica provvista di dreni verticali profondi 13.00 m, che intercettano lo strato più soggetto a filtrazione delle acque.

A fronte di queste evidenze di campo, risulta necessario realizzare un intervento che possa eliminare in maniera definitiva il problema strutturale; si è deciso di realizzare, nello specifico, dopo la demolizione del muro esistente di confine del parcheggio, la ricostruzione del muro medesimo secondo le normative vigenti in materia. Il muro sarà provvisto di una paratia di sostegno di monte e di una fondazione su pali.

Le attività che verranno realizzate per la demolizione e ricostruzione del muro oggetto di intervento , saranno le seguenti:

1) Predisposizione dei piani a monte del muro per la realizzazione di una paratia di pali ad elica continua permanente (d.600 mm – l=16.60 m);
2) Demolizione del muro esistente in tutte le sue parti;

3) Ricostruzione di nuovo muro su pali di fondazione (d. 600 mm – l=14.00 m).

L'attività soggetta a verifica è quella legata sia alla verifica provvisoria e definitiva della protezione degli scavi, sia alla verifica di resistenza del nuovo muro in maniera che sia adeguato rispetto alla condizione attuale.

3 Descrizione generale della struttura

Le opere oggetto della presente relazione sono:

1) Una paratia di pali ad elica continua permanente (diametro di 600 mm – lunghezza=16.60 m);
2) Demolizione del muro esistente in tutte le sue parti;
3) Ricostruzione di nuovo muro in c.a. avente base di larghezza 145 cm e uno spessore 50 cm, posta su pali di fondazione (diametro 600 mm – lunghezza = 14.00 m); il muro in elevazione ha un'altezza di 285 cm e uno spessore di 35 cm; inoltre, ad interesse di 500 cm vengono realizzate delle travi di sezione 70xh50 cm di collegamento con la paratia di pali.

L'attività soggetta a verifica è quella legata sia alla verifica provvisoria e definitiva della protezione degli scavi, sia alla verifica di resistenza del nuovo muro in maniera che sia adeguato rispetto alla condizione attuale.

3.1 Tipologia di intervento previsto

Vista la situazione in campo già descritta nei paragrafi precedenti, non è stato possibile prevedere un intervento sulla struttura esistente che possa garantire la stabilità necessaria e pertanto si è deciso di procedere con la demolizione del muro esistente di confine del parcheggio, la ricostruzione del muro medesimo secondo le normative vigenti in materia. Il muro sarà provvisto di una paratia di sostegno di monte e di una fondazione su pali.

4 Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Il quadro normativo di riferimento è quindi il seguente:

- **Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003** - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **D.M. 17 gennaio 2018**– Aggiornamento alle "Norme tecniche per le Costruzioni".
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- **Eurocodice 8** - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Si fa inoltre riferimento, anche se non espressamente citate, alle circolari esplicative dei decreti ministeriali attuativi di cui sopra.

5 Definizione dei parametri di progetto

5.1 Vita nominale e classe d'uso

5.1.1 Paratia

Per quanto concerne l'attività di realizzazione della paratia, è stato tenuto conto della condizione permanente dell'opera di sostegno con vita nominale (VN) pari a 50 anni e classe d'uso III.

5.1.2 Muro di sostegno

Vita nominale (VN) pari a 50 anni e classe d'uso III.

5.2 Azioni considerate nella costruzione:

5.2.1 Paratia

Per il dimensionamento della paratia, di cui tratta la presente sezione, si utilizza quanto previsto dalla normativa vigente e quindi si determina il valore delle sollecitazioni ultime con i coefficienti relativi alle due combinazioni di carico (Cap 6.5 delle NTC2018) dove, per la determinazione delle sollecitazioni, si considerano le combinazioni A1+M1+R1 (Combinazione 1) e A2+M2+R1 (Combinazione 2) dell'Approccio 1.

Le azioni più rilevanti presenti sono rappresentate da:

- Peso proprio del terreno a monte della paratia, tenendo conto delle appropriate caratteristiche geotecniche e dell'inclinazione del versante;

- Non vi sono carichi di transito o ulteriori carichi previsti agenti.

5.2.2 Muro di sostegno

Per le condizioni di verifica statiche si utilizzeranno i coefficienti presentati nel paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC 2018 (Tabella 6.5.I) sia per le valutazioni GEO che per le valutazioni STR.

Per le condizioni di verifica sismica si utilizzeranno i coefficienti presentati nel paragrafo 7.11.6.2 delle NTC 2018 (Tabella 7.11.III) sia per la valutazione GEO che per le valutazioni STR sismiche.

Le azioni più rilevanti presenti sono rappresentate da:

- Peso proprio del terreno a monte della paratia, tenendo conto delle appropriate caratteristiche geotecniche e dell'inclinazione del versante;
- Non vi sono carichi di transito o ulteriori carichi previsti agenti.

6 Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale

6.1 Paratia

Per la realizzazione delle opere di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

ACCIAIO DI ARMATURA PER PALI TRIVELLATI

– Gabbia	**8Φ20, st.Φ12/15**
– Acciaio per tondini	**B450C**
– Tensione di snervamento f_{yk}:	**450 N/mm²**
– Tensione a rottura f_u:	**540 N/mm²**

CALCESTRUZZO PER PALI TRIVELLATI

– Classe di resistenza	**C25/30**
– Classe di esposizione	**XC2**
– Classe di fluidità	**Scc**
– Inerte massimo	**15 mm**

TRAVE DI TESTA:

– Sezione tipo	**700x700(H) mm**
– Calcestruzzo	**C25/30 – XC2- S3/S4**
– Acciaio per tondini	**B450C**

6.2 Muro di sostegno su pali

Per la realizzazione delle opere di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

ACCIAIO DI ARMATURA MURO DI SOSTEGNO

- Acciaio per tondini **B450C**
- Tensione di snervamento f_{yk}: **450 N/mm²**
- Tensione a rottura f_u: **540 N/mm²**

CALCESTRUZZO PER MURO DI SOSTEGNO

- Classe di resistenza **C25/30**
- Classe di esposizione **XC2**
- Classe di fluidità **Scc**
- Inerte massimo **15 mm**

ACCIAIO DI ARMATURA PER PALI TRIVELLATI

- Gabbia **8Φ20, st.Φ12/15**
- Acciaio per tondini **B450C**
- Tensione di snervamento f_{yk}: **450 N/mm²**
- Tensione a rottura f_u: **540 N/mm²**

CALCESTRUZZO PER PALI TRIVELLATI

- Classe di resistenza **C25/30**
- Classe di esposizione **XC2**
- Classe di fluidità **Scc**
- Inerte massimo **15 mm**

COLLEGAMENTI ALLA PARATIA:

- Sezione tipo **700x700(H) mm**
- Calcestruzzo **C25/30 – XC2- S3/S4**
- Acciaio per tondini **B450C**

7 Criteri di progettazione e modellazione

7.1 Paratia

Il progetto prevede le seguenti sezioni caratteristiche:

- ***SEZIONE TIPOLOGICA:***
  - Quota testa paratia +267.89 m s.l.m.
  - Quota fondo scavo +265.26 m s.l.m.
  - Lunghezza pali (min) 16.60 m.

- Quota piede paratia +284.49 m s.l.m.
- **Pali d. 600 mm** **Arm. 8Φ20, st.Φ12/15 – i=1.00 m**

Tali valori verranno utilizzati per il dimensionamento delle opere di sostegno.

7.2 Muro di sostegno su pali

Il progetto prevede le seguenti sezioni caratteristiche:

- ***SEZIONE MURO***
  - Quota testa muro +268.609 m s.l.m. (testa muro di calcolo +267.89 m s.l.m.)
  - Spessore testa muro 0.35 m
  - Quota fondazione +265.26 m s.l.m.
  - Larghezza fondazione 2.25 m
  - Spessore fondazione 0.50 m
  - Lunghezza pali (min) 14.00 m.
  - Quota piede palo +284.49 m s.l.m.
  - **Pali d. 600 mm** **Arm. 8Φ20, st.Φ12/15 – i=2.00 m (a quinconce)**

Tali valori verranno utilizzati per il dimensionamento delle opere di sostegno.

8 Combinazione delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati

8.1 Paratia

Sono state esaminate le seguenti combinazioni:

- *Stato limite di esercizio (SLE);*
- *Stato limite ultimo (SLU – A2+M2+R2) per la verifica della interazione terreno-struttura;*
- *Stato limite ultimo (SLU – A1+M1+R1) per la verifica geotecnica e strutturale della paratia;*
- *Stato limite ultimo (SLU – A2+M2+R1) per la verifica geotecnica e strutturale con parametri ridotti.*

I coefficienti amplificativi/riduttivi di calcolo che dovranno essere utilizzati vanno scelti accuratamente nelle tabelle di riferimento presenti nel Cap 6 delle NTC 2018.

8.2 Muro di sostegno su pali

Sono state esaminate le seguenti combinazioni:

- *Stato limite di esercizio (SLD);*
- *Stato limite ultimo (SLU – A2+M2+R2) per la verifica della interazione terreno-struttura;*

- *Stato limite ultimo (SLU – A1+M1+R3) per la verifica geotecnica e strutturale del muro;*
- *Stato limite ultimo (SLV – A1+M1+RLS) per la verifica geotecnica e strutturale in presenza di sisma.*
- *Stato limite ultimo (SLV – A1+M1+RLS+β (+50%)) per la verifica geotecnica e strutturale in presenza di sisma.*

9 Indicazione motivata del metodo di analisi seguito

Analisi lineare pseudo-statica secondo quanto indicato ai par. 7.11.6.2.1. per quanto concerne il muro di sostegno e par. 7.11.6.3.1 per la paratia.

10 Criteri di verifica agli stati limite indagati in presenza di azione sismica

Sono stati indagati i seguenti stati limite:

SLV: Stato limite di Salvaguardia della Vita

SLD: Stato limite di Danno

11 Rappresentazione dei risultati

11.1 Paratia

11.1.1 Risultati delle analisi

A seguire i relativi grafici risultati dalla modellazione In SLV e SLD:

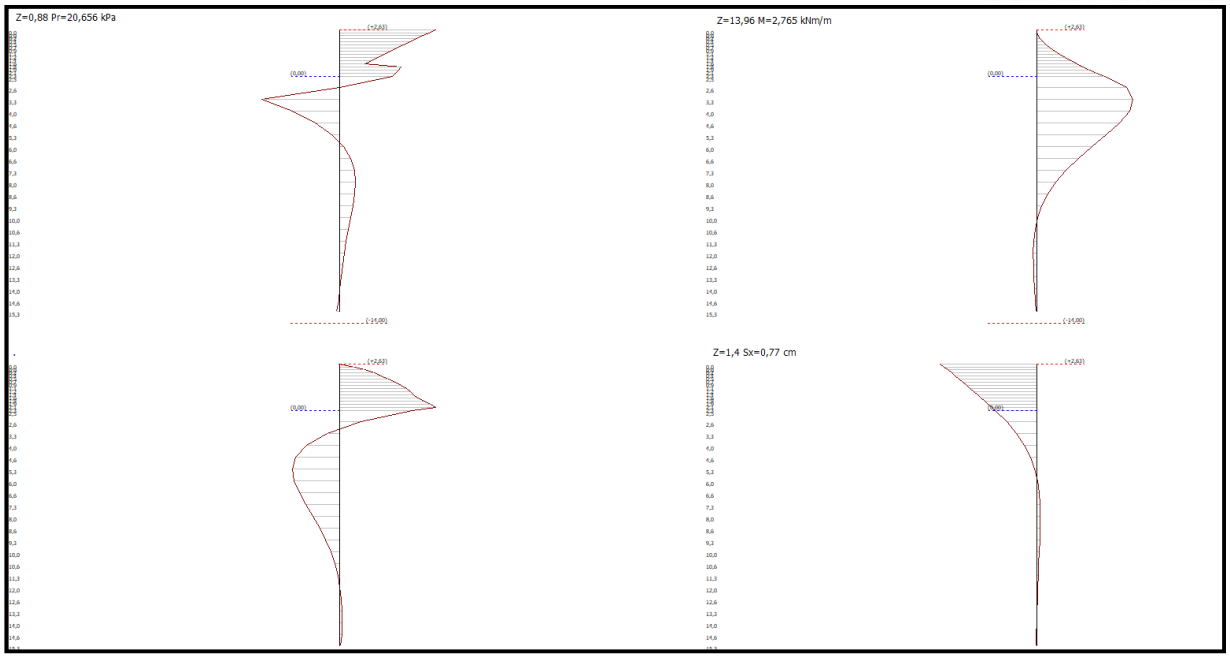

Figura 3 - Analisi SLV – A1+M1+R1

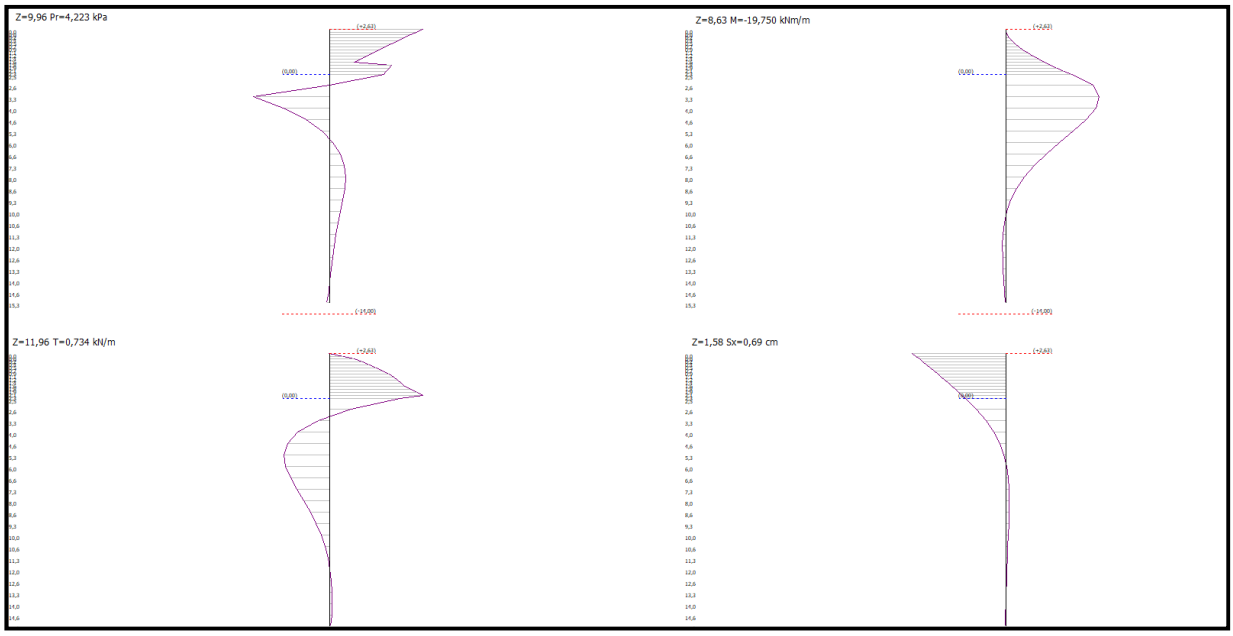

Figura 4 - Analisi SLD

11.1.2 Verifica degli spostamenti massimi

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, verranno verificati gli spostamenti della struttura flessibile, verificandone il massimo valore in rapporto allo scavo considerato e nelle medesime fasi descritte nel paragrafo precedente, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti (NTC2018 - Paragrafo 6.5.3.2).

Nel caso specifico si dovrà considerare ammissibile lo spostamento inferiore al 5‰ della massima quota di scavo, quindi:

PARETE δ_{amm}= H_{max} * 5‰ = 3.00 m * = 1.15 cm

Il valore di δ_{max} calcolato per l'opera in progetto nelle condizioni di esercizio della medesima è stato stimato in:

SEZIONE CARATTERISTICA (SLV) δ_{max}= 1,11 cm < δ_{amm} = 1,55 cm

SEZIONE CARATTERISTICA (SLC) δ_{max}= 1,12 cm < δ_{amm} = 1,55 cm

11.2 Muro di sostegno su pali

Si riportano di seguito di seguito I diagrammi delle azioni e delle sollecitazioni agenti sul muro:

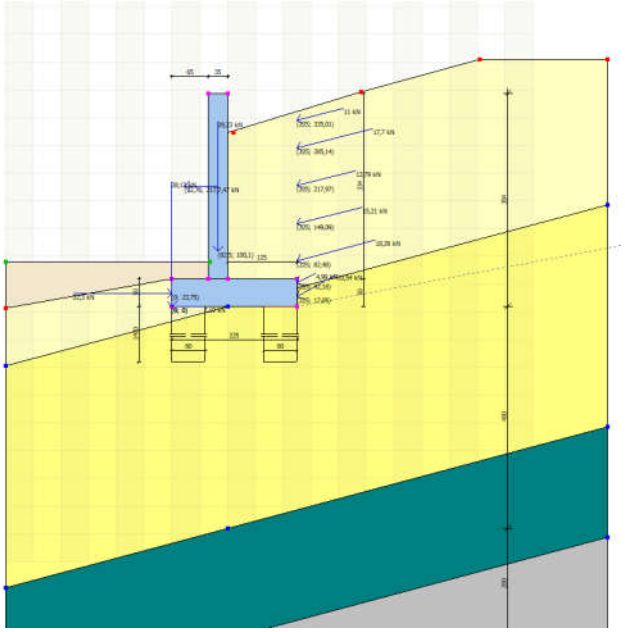

Figura 5 – Forze applicare

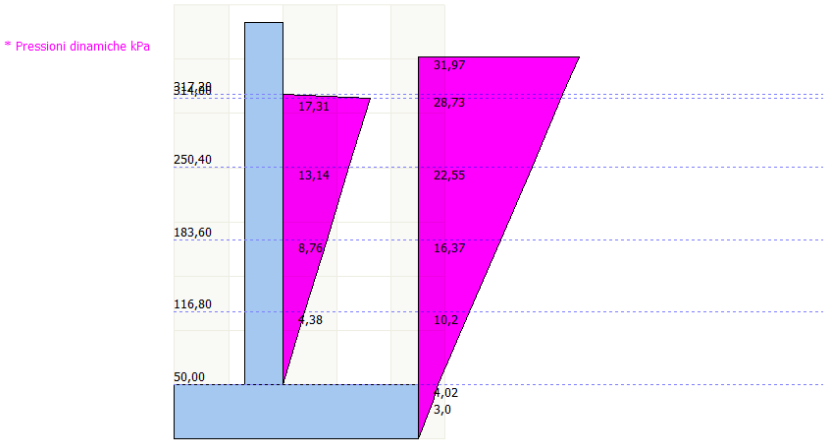

Figura 6 – Azione sismica sulla parete

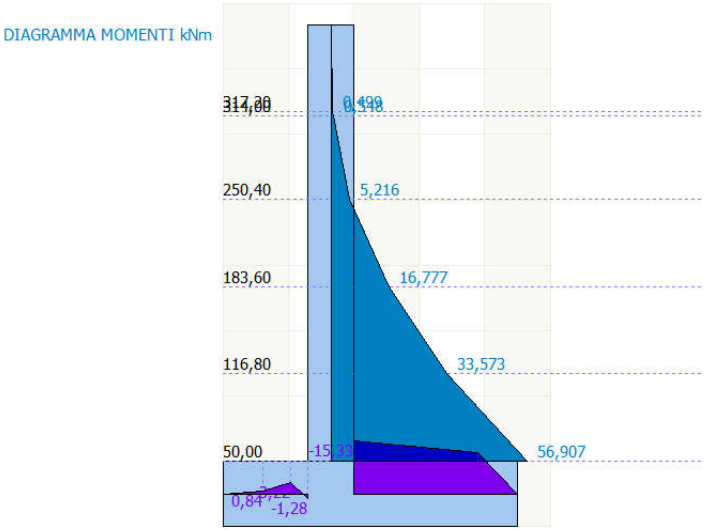

Figura 7 – Diagramam dei momenti

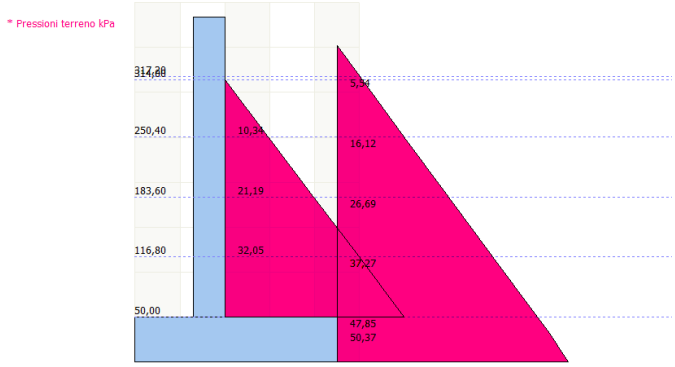

Figura 8 – Pressioni sul terreno

Nella tabella seguente sono riassunti i principali risultati del calcolo relativi al muro di progetto, ossia i valori massimi previsti delle azioni nelle combinazioni nelle colonne.

	A1+M1+R3 - SLU	A_unitari+M1+RSLV	A_unitari+M1+RSLV
M_{rib} [kNm]	-229.05	-225.41	-244.96
M_{stab} [kNm]	24.14	199.27	307.17
V^{P}_{Ed} [kN]	28.91	83.33	118.52
N^{P}_{Ed} [kN]	284.54	127.89	164.58

Nella tabella seguente sono stati inseriti i valori relativi ai pali di fondaizone ottenuti con le dovute parzializzazioni di normativa per ottenere la resistenza ai carichi assiali in stato limite ultimo:

COMBINAZIONE A1+M1+R3			
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base (B)	578.24	578.24	578.24
Laterale (L)	445.78	445.78	445.78
Peso palo (P)	98.96	98.96	98.96
Verticali indagate n. 10			
x3=	1,40	x4=	1,21
Coefficienti parziali			
Coefficienti parziali della resistenza caratteristica		1,30 (base)	
		1,15 (laterale)	
Coefficiente parziali di resistenza a trazione		1,25	
Resistenza di progetto a compressione			
Resistenza di progetto di base		317.71 kN	
Resistenza di progetto laterale		276.88 kN	
Peso del palo		98.96 kN	
RESISTENZA DI PROGETTO TOTALE (Rd)		495.63 kN	
AZIONE DI PROGETTO (Ed)		284.54 kN	
FATTORE DI SICUREZZA (FS)		1,74	

<u>Per i valori assunti il carico assiale geotecnico è verificato.</u>

11.2.1 Verifica di instabilita' globale (SLU GEO – A2+M2+R2)

La superficie definita con il metodo di BISHOP è quella a coefficiente di sicurezza minimo, nel caso specifico si ottiene un **FS=16.67 > 1.2 (coefficiente minimo per la stabilità).**

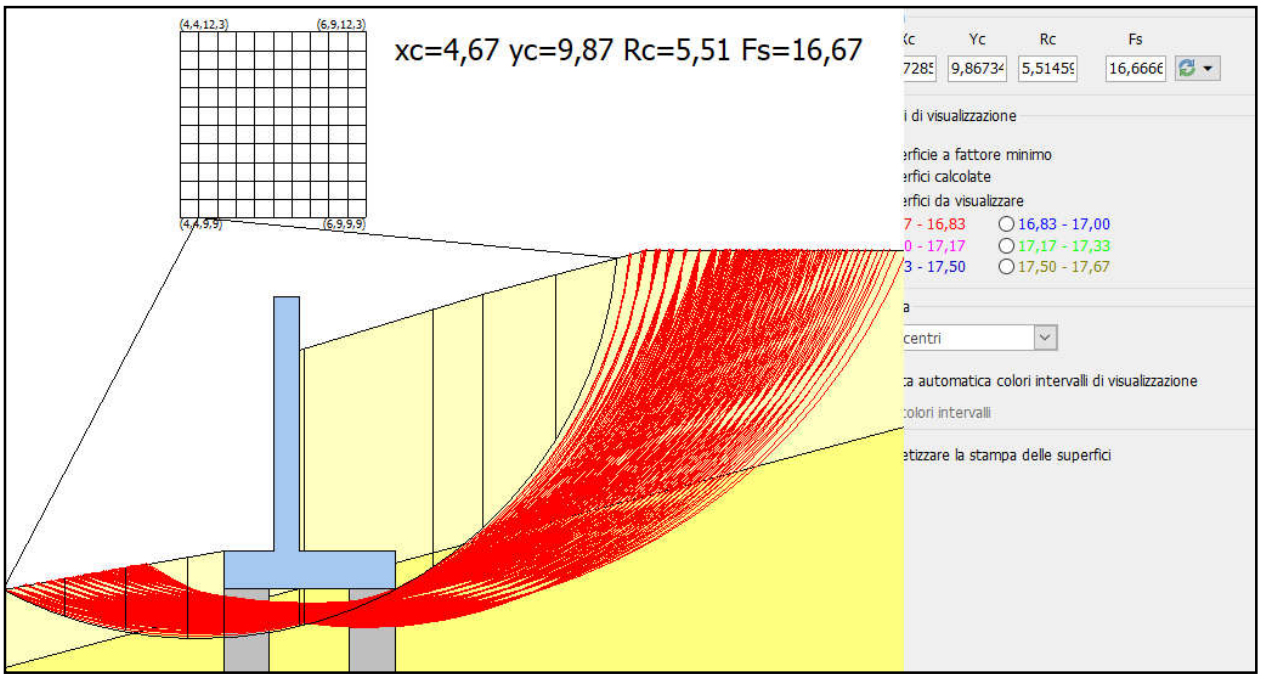

*Figura 9 - Superfici calcolate per l'analisi di stabilità in condizioni drenate in **FASE FINALE** (comb. A2+M2+R2).*

11.2.2 Verifica degli elementi strutturali (SLU STR – A1+M1+R3)

COMBINAZIONE A1+M1+R3

SOLLECITAZIONE SUL MURO

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
317,2	0,0	5,85	0,0	35,0
314,0	0,0	6,13	0,0	35,0
250,4	0,0	11,7	0,0	35,0
183,6	0,0	17,53	0,0	35,0
116,8	2,56	23,38	0,42	35,0
50,0	14,23	29,23	5,5	35,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	12,07	236,24	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	18,01	236,91	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	23,93	237,58	S	178,87	0,0	68,47
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	29,84	238,24	S	179,59	0,0	12,38

Figura 10 Verifica armatura paramento verticale.

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
30,0	-22,3	3,75	0,84	50,0
65,0	-36,76	39,72	17,59	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	22,67	433,79	S	225,82	0,0	59,06
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	37,54	436,61	S	227,9	0,0	5,63

Figura 11 - Verifica armatura mensola di valle.

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100,0	-3,15	-46,06	68,42	50,0
195,0	11,31	35,01	-8,26	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	2,96	430,04	S	223,07	0,0	4,75
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	11,73	431,71	S	224,24	0,0	6,28

Figura 12 - Verifica armatura mensola di monte.

COMBINAZIONE A_Unitari+M1+RSLV

SOLLECITAZIONI SUL MURO

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
317,2	1,49	5,85	0,5	35,0
314,0	1,56	6,13	0,55	35,0
250,4	12,67	11,7	5,22	35,0
183,6	21,47	17,53	16,78	35,0
116,8	29,32	23,38	33,57	35,0
50,0	41,25	29,23	56,91	35,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,73	0,0	115,95
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,76	0,0	110,77
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	12,07	236,24	S	177,44	0,0	13,73
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	18,01	236,91	S	178,15	0,0	8,14
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	23,93	237,58	S	178,87	0,0	5,98
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	29,84	238,24	S	179,59	0,0	4,27

Figura 13 Verifica armatura paramento verticale.

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
30,0	-22,3	3,75	0,84	50,0
51,93	-63,96	-35,27	3,22	50,0
65,0	-63,96	-33,64	-1,28	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	22,67	433,79	S	225,82	0,0	59,06
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	65,28	441,86	S	231,81	0,0	6,45
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	65,28	441,86	S	231,81	0,0	6,76

Figura 14 - Verifica armatura mensola di valle.

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100,0	-32,45	45,34	-15,33	50,0
195,0	9,22	48,09	-11,97	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	33,14	435,78	S	227,28	0,0	4,92
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	9,54	431,29	S	223,94	0,0	

Figura 15 - Verifica armatura mensola di monte.

COMBINAZIONE A Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

SOLLECITAZIONI SUL MURO

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
317,2	2,24	5,85	0,75	35,0
314,0	2,35	6,13	0,82	35,0
250,4	19,83	11,7	8,1	35,0
183,6	33,66	17,53	26,22	35,0
116,8	44,83	23,38	52,36	35,0
50,0	58,36	29,23	86,68	35,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv Area dei ferri lato valle.
Afm Area dei ferri lato monte.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,73	0,0	77,3
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,76	0,0	73,84
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	12,07	236,24	S	177,44	0,0	8,77
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	18,01	236,91	S	178,15	0,0	5,19
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	23,93	237,58	S	178,87	0,0	3,91
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	29,84	238,24	S	179,59	0,0	3,02

Figura 16 - Verifica armatura paramento verticale.

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
30,0	-22,3	3,75	0,84	50,0
65,0	-81,56	-74,16	-11,07	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	22,67	433,79	S	225,82	0,0	59,06
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	82,93	445,18	S	234,34	0,0	3,1

Figura 17 - Verifica armatura mensola di valle.

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100,0	-49,81	88,48	-54,52	50,0
195,0	9,45	56,78	-14,59	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	50,77	439,11	S	229,78	0,0	2,55
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	9,54	431,29	S	223,98	0,0	3,87

Figura 18 - Verifica armatura mensola di monte.

<u>I pali sono con diametro 600 mm sono armati con armatura di tondini costituita da 8Φ20 e staffe Φ12/15 elicoidali.</u>

Per le verifiche strutturali del singolo palo in condizioni presso-inflesse viene utilizzato il software del Prof. Gelfi inserendo i valori massimi rilevati in condizioni ultime. Gli esisti sono espressi di seguito:

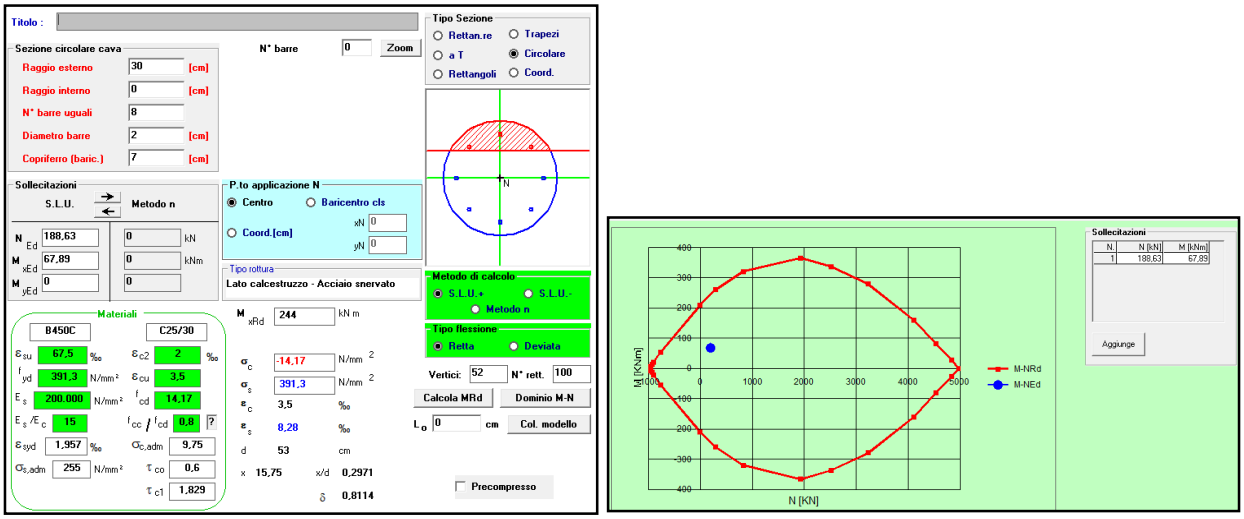

Figura 19 - Verifica Sezione circolare d. 600 mm, presso-inflessa con valori massimi.

La verifica a taglio viene riportata a seguire.

AZIONI AGENTI			
NEd=	18863 N	Valore minimo e/o massimo	
Ved=	11852 N		
GEOMETRIA			
d=	600 mm	diametro palo	
bw=	348,6 mm	bw=0,581*d	(massima inerzia) sezione circolare
c=	70 mm	copriferro	
h=	530 mm	h=d-c	
Asl=	2513 mmq	8ϕ20	
PARAMETRI DI RESISTENZA			
fck=	25 N/mmq		
γc=	1,5		
fcd=	14 N/mmq	fcd=0,85*fck/γc	
CALCOLO			
k=	1,614		
ρ1=	0,0136		
σcp=	0,067		
vmin=	0,359		
Vrd=	**133359,19 N**	**OK-ARMATURA MINIMA**	

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \qquad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max\left\{\left[0{,}18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] b_w \cdot d;\ (v_{min} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d\right\} \qquad [4.1.23]$$

con

fck espresso in MPa

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$

$v_{min} = 0{,}035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa (≤ 0,02) che si estende per non meno di (l_{bd} + d) oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione (≤ 0,2 f_{cd});

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Figura 20 Verifica Sezione circolare d. 600 mm a taglio.

Come si può notare dai risultati ottenuti la sezione è strutturalmente verificata.

11.2.3 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)

Ai fini delle verifiche SLE si è considerata la combinazione quasi permanente dei carichi (eq. 2.5.4 delle NTC2018, impiegata per la valutazione degli effetti a lungo termine).

Sulla base di quanto prescrive la normativa si è quindi proceduto a calcolare il cedimento medio della palificata.

Il calcolo del cedimento del singolo palo (δ_p) viene eseguito con la soluzione suggerita da Poulos e Davis (1982) nell'ipotesi di "palo sospeso":

$$\delta_p = (Q_{max} \times I_0 \times R_K \times R_\nu) / (E_s \times \Phi)$$

Per pali con diametro 600 mm e per un'azione verticale di **299,58 kN**, si avrà:

$$\delta_p = (299{,}58 \times 0.071 \times 0.97 \times 1.05)/(10000 \times 0.60) \approx 3.6 \text{ mm}$$

Tale valore risulta essere accettabile per i cedimenti a lungo termine della palificata.

11.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

In base alle attività progettuali eseguite e in funzione delle verifiche geotecniche e strutturali realizzate, si ritiene che la proposta realizzativa sia funzionale alle strutture da sostenere e adatta alle finalità del progetto.

Tutte le verifiche eseguite sono risultate formalmente accettabili.

12 Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

I codici di calcolo utilizzati sono:

1) Software di calcolo SPW della Geostru Software, sono finalizzati alla determinazione delle strutture rigide e flessibili agli elementi finiti (FEM) con attribuzione al terreno di molle elastiche e moduli di rigidezza variabili a seconda del tipo di terreno (Ks) – per la valutazione delle paratie di pali.
2) Software di calcolo MDC della Geostru Software, finalizzato al calcolo dei muri di sostegno anche su pali e in condizioni di stabilità particolari – per la progettazione del nuovo muro.
3) Software di calcolo SLOPE della Geostru Software per la verifica delle condizioni di stabilità in cui si garantisce l'attribuzione parametrica delle spinte e dei fattori di sicurezza funzionali alle caratteristiche geotecniche e alle opere presenti sul versante – per la verifica della stabilità di versante.

lla luce di quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), al punto 10.2, il presente lavoro di validazione vuole dimostrare la affidabilità dei programmi GEOSTRU.

La norma sopra citata richiede esplicitamente che siano discussi i seguenti punti:

- Individuazione dei campi di impiego del programma;
- Descrizione delle basi teoriche;
- Sperimentazione del programma attraverso l'ausilio di casi di prova completamente risolti e commentati.

I test di validazione sono stati realizzati con la massima attenzione su versioni recenti del software. Vengono forniti il documento di validazione ed i file al seguente link: https://www.geostru.eu/it/validazione-codici-di-calcolo/.

13 Strutture geotecniche o di fondazione

13.1 Paratia

Fasi realizzative dell'opera:

1. Preparazione del piano di scavo iniziale a quota +267.89 m s.l.m;
2. Fondo scavo stimato a quota +265.26 m s.l.m ($H_{paratia}$=2.60 m circa); si dovrà utilizzare il profilo reale del terreno;
3. Realizzazione di pali con lunghezza netta pari a 16.60 m.

13.2 Muro di contenimento su pali

Fasi realizzative dell'opera:

1. Sbancamento completo per realizzazione muro da quota +265.26 m s.l.m, la paratia di valle risulta attivata dalla spinta dello sbanco;
2. Realizzazione di pali di fondazione dalla quota +265.26 m s.l.m. per una lunghezza pari a 14.00 m;
3. Realizzazioen del muro di conteimento in c.a.

Ing. Grablovitz Davide

Ferrara, April '21

DELTA ENGINEERING SERVICES S.r.l.
Via Bèla Bartòk 29/g-44124, Ferrara
Tel. +39 0532 718417 – fax +39 0532 1711059
e-mail: info@deltaes.it
C.F. e P.I. 01798950380

Direttore Tecnico: Ing. Alberto Bassi
Progettista Strutturale: Ing. Linda Cremon
Progettista Architettonico:

UNI EN ISO 9001:2015
SISTEMA DI GESTIONE QUALITÀ CERTIFICATO
CERTIQUALITY È MEMBRO DELLA FEDERAZIONE CISQ

DELTA ENGINEERING SERVICES SRL

KEY MAP

CLIENTE

Città Metropolitana di Bologna

PROGETTO

Intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi "I.T.C. Fantini" di Vergato (BO)

PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

INDICE DI REVISIONE

R	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	12/04/2021	Prima emissione	Davide Grablovitz	Davide Grablovitz	Davide Grablovitz

DATA	SCALA	COMMESSA
12/04/2021	-	DES-694

DISEGNO	REV	ID. DOC.
DES-694-G-ILLUSTRAZIONE_SINTETICA_STRUTTURE-R0	00	G

NOTA GENERALE:
IL PRESENTE ELABORATO PROGETTUALE E' DI PROPRIETA' DI DELTA ENGINEERING S.r.l.
E' FATTO DIVIETO A CHIUNQUE DI PROCEDERE, IN QUALSIASI MODO E SOTTO QUALSIASI FORMA, ALLA SUA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, OVVERO DI DIVULGARE A TERZI QUALSIASI INFORMAZIONE IN MERITO, SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE RILASCIATA PER ISCRITTO DA DELTA ENGINEERING S.r.l.

Sommario

1 Premessa 4
2 Descrizione del contesto 4
2.1 Contesto edilizio 4
2.2 Contesto geologico e idrogeologico 5
2.2.1 Definizione dei parametri sismici 6
2.2.2 Risultati dell'analisi di risposta sismica locale 6
2.3 Problematiche riscontrate e soluzioni ipotizzate 7
3 Descrizione generale della struttura 8
3.1 Tipologia di intervento previsto 8
4 Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati 9
5 Definizione dei parametri di progetto 9
5.1 Vita nominale e classe d'uso 9
5.1.1 Paratia 9
5.1.2 Muro di sostegno 9
5.2 Azioni considerate nella costruzione: 9
5.2.1 Paratia 9
5.2.2 Muro di sostegno 10
6 Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale 10
6.1 Paratia 10
6.2 Muro di sostegno su pali 11
7 Criteri di progettazione e modellazione 11
7.1 Paratia 11
7.2 Muro di sostegno su pali 12
8 Combinazione delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati 12
8.1 Paratia 12
8.2 Muro di sostegno su pali 12
9 Indicazione motivata del metodo di analisi seguito 13
10 Criteri di verifica agli stati limite indagati in presenza di azione sismica 13
11 Rappresentazione dei risultati 13
11.1 Paratia 13
11.1.1 Risultati delle analisi 13
11.1.2 Verifica degli spostamenti massimi 14
11.2 Muro di sostegno su pali 15
11.2.1 Verifica di instabilita' globale (SLU GEO – A2+M2+R2) 18
11.2.2 Verifica degli elementi strutturali (SLU STR – A1+M1+R3) 19
11.2.3 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE) 24
11.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati 25

12 Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo 25
13 Strutture geotecniche o di fondazione 26
13.1 Paratia 26
13.2 Muro di contenimento su pali 26

1 Premessa

La presente Relazione è redatta ai sensi della Delibera della Giunta Regionale del 26 luglio 2010 n. 1071 ed i contenuti rispettano quanto indicato nell'Allegato B, par. B.2.2 della Delibera della Giunta Regionale del 26 settembre 2011 n. 1371.

2 Descrizione del contesto

La presente relazione viene redatta per la realizzazione di un intervento di messa in sicurezza per movimenti franosi dell' Istituto "ITC Fantini" in Via Bologna,10 – Vergato (BO) su incarico del Dott. Ing. Massimo Biagetti, Dirigente dell'Area Servizi territoriali metropolitani, Dirigente pro-tempore del Servizio Edilizia Scolastica, Istituzionale, Prevenzione e Protezione della Città Metropolitana di Bologna (C.F. e P.IVA 03428581205), con determinazione dirigenziale n. 845 del 06/08/2020 - pg 40308/2020.

La porzione di struttura da analizzare, risale alla costruzione della scuola medesima, realizzata tra il 2001 e 2002. Le modifiche apportate negli anni alle strutture e al contesto d'intorno del manufatto da demolire e riscostruire sono numerose. Si nota, in ogni caso, che relativamente alla realizzazione dei muri, oggetto di indagine e intervento, nel 2002 (anno di costruzione della scuola), è stata fatta una perizia per realizzare dei muri su pali nel tratto più a Nord della strada secondaria di accesso alla scuola. Questi muri, ad oggi, risultano integri e in buono stato.

Il muro realizzato, in assenza di pali di fondazione risulta essere in pessime condizioni. Si possono evidenziare nello specifico numerose fessurazioni e rotture oltre che un evidente moto di ribaltamento a valle del muro stesso. Gli interventi eseguiti nel 2006 e nel 2009, pur mitigando le deformazioni e i movimenti del muro danneggiato, non hanno ridotto la sua pericolosità.

2.1 Contesto edilizio

L'area direttamente interessata dai futuri lavori risulta ubicata su di un versante con orientamento Est, alla periferia del centro abitato di Vergato, alla quota di circa 225 metri sul livello marino.

I terreni risultano distinti al Catasto del Comune di Vergato, al Foglio n. 44 e Mappale n. 315, in area sottoposta a vincolo idrogeologico (R.D. 3267/1923).

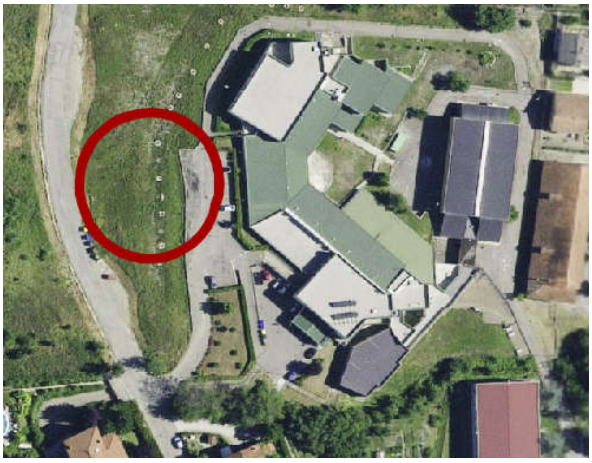

Figura 1 – Vista aerea dell'area di intervento con evidenziato il muro oggetto di intervento

2.2 Contesto geologico e idrogeologico

I dati geologici e idrogeologici sono stati desunti dalla "Relazione geologica, sismica e geotecnica" redatta dal Dott. Geol. Thomas Veronese nel marzo 2021, alla quale si rimanda per ulteriori dettagli.

Di seguito si riportano alcuni estratti di tale relazione:

Il sito è stato interessato da diverse indagini geologiche nel tempo, sia ai tempi della progettazione delle scuola sia nei periodi successivi ove si sono evidenziati movimenti franosi che hanno interessato l'aera a monte dei muri di sostegno sul lato ovest della scuola Fantini.

L'intervento ricade in zona di Vincolo Idrogeologico (RD 3267 del 1923).

Il Vincolo Idrogeologico venne istituito e normato con il Regio Decreto n. 3267 del 30 dicembre 1923 e con il Regio Decreto n. 1126 del 16 maggio 1926. La sua disciplina è stata in seguito rivista e ridefinita (L. R. n. 47 del 7 dicembre 1978), adeguandola alle necessità attuali, pur mantenendo lo spirito originale il quale, data l'epoca, si è rivelato assolutamente lungimirante. Lo scopo principale del Vincolo idrogeologico è quello di preservare l'ambiente fisico: non è preclusivo della possibilità di trasformazione o di nuova utilizzazione del territorio, ma mira alla tutela degli interessi pubblici e alla prevenzione del danno pubblico.

Gli interventi previsti dal progetto sono finalizzati a stabilizzare un'area che provoca il movimento traslativo verso valle di un muro costruito su del terreno di riporto, posato dopo lo sbancamento per la costruzione della scuola Fantini.

Questa apparente instabilità dell'area ha fatto si che siano stati prescritti degli studi specifici di analisi di risposta sismica locale per la determinazione delle azioni sismiche destabilizzanti del versante, evitando il ricorso agli spettri semplificati.

2.2.1 Definizione dei parametri sismici

Al fine di ricostruire il modello sismo-stratigrafico del sito in esame, è stato eseguito un carotaggio continuo fino a 30m di profondità, opportunamente attrezzato è stato utilizzato per l'esecuzione di una prova Down Hole in foro.

Per quanto concerne la valutazione della 'Classe di suolo di fondazione' secondo il D.M. 17/01/2018, tale indagine geofisica ha permesso di misurare con una certa precisione la velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di terreno (Vs30).

E' stato quindi possibile ricavare un valore di Vs30 che, calcolato dal piano campagna, è pari a 290 m/s e colloca il sito in esame in categoria B.

La Vs30 misurata è stata di: Vs30= ***395 m/s***

per cui la categoria di suolo di fondazione risulta essere B: ***Categoria di suolo di fondazione = B***

Tramite l'indagine HVSR è stato inoltre possibile definire le principali frequenze di vibrazione del terreno.

Per il sottosuolo in oggetto si riscontra una frequenza di vibrazione principale pari a circa 2, Hz (individuata da un largo picco di frequenza 5-7 Hz).

Categoria topografica: ***T1*** $S_T = 1,0$

2.2.2 Risultati dell'analisi di risposta sismica locale

La falda freatica viene assunta a -30,0m dal p.c. , in quanto sostanzialmente lo spessore investigato con il carotaggio appariva secco.

Dalla prova HVSR si ricava che la frequenza di risonanza del terreno è evidenziata in un primo picco a circa 2,3Hz. Il rapporto di amplificazione è 1,60. Come si può vedere anche nella funzione di trasferimento ottenuta dalla RSL si evidenzia il picco a 2,3 Hz con un rapporto di amplificazione di 1,59. *La funzione di trasferimento misurata con la prova HVSR, conferma e valida l'Analisi della Risposta Sismica locale.*

Il picco a 6Hz che emerge dalla RSL è riconducibile al contrasto presente a circa 13m di profondità.

Vs=	312	m/sec
6	Hz	
h=	13,0	m

Si riporta ora un grafico in Excel, con lo spettro in accelerazione medio ricavato dalla analisi di RSL condotta con i 7 accelerogrammi, diagrammato con gli spettri semplificati da NTC di tipo A, B e tipo E.

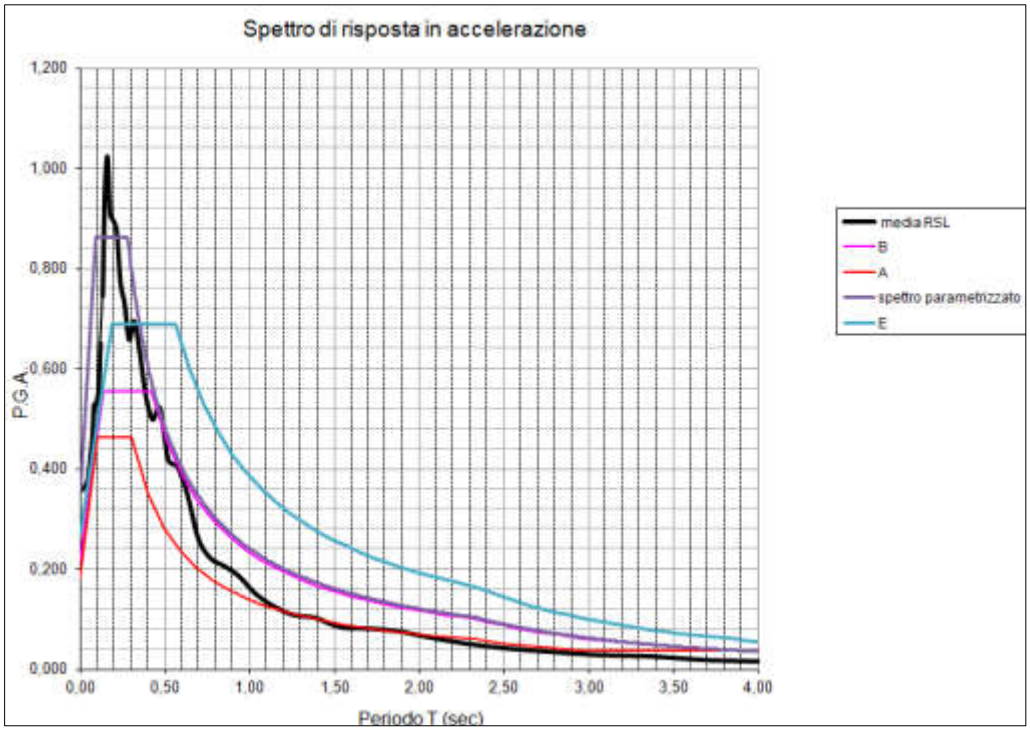

Figura 2 – Spettro di risposta in accelerazione da RLS

2.3 Problematiche riscontrate e soluzioni ipotizzate

Il muro di contenimento posto a monte della scuola, è dotato di pali di sostegno per il tratto a nord ed è ben preservato e stabile; la parte sud, costruita a quanto pare senza pali di fondazione, si è mosso ed è soggetto ad un dissesto strutturale, che ha determinato una lesione pressoché verticale e uno slittamento dello stesso verso valle. Questo movimento verso valle ha sospinto il piazzale creando quelle forme corrugate sull'asfalto. Il successivo muro posto a sostenere il piazzale del parcheggio invece è perfettamente allineato e stabile. A monte del muro sono presenti dei pozzi drenanti disposti su una fila distante circa 7m dal muro.

L'intervento più efficace eseguito, è stato quello realizzato nei confronti dell'infiltrazione delle acque: è stata infatti realizzata una barriera idraulica provvista di dreni verticali profondi 13.00 m, che intercettano lo strato più soggetto a filtrazione delle acque.

A fronte di queste evidenze di campo, risulta necessario realizzare un intervento che possa eliminare in maniera definitiva il problema strutturale; si è deciso di realizzare, nello specifico, dopo la demolizione del muro esistente di confine del parcheggio, la ricostruzione del muro medesimo secondo le normative vigenti in materia. Il muro sarà provvisto di una paratia di sostegno di monte e di una fondazione su pali.

Le attività che verranno realizzate per la demolizione e ricostruzione del muro oggetto di intervento , saranno le seguenti:

1) Predisposizione dei piani a monte del muro per la realizzazione di una paratia di pali ad elica continua permanente (d.600 mm – l=16.60 m);
2) Demolizione del muro esistente in tutte le sue parti;

3) Ricostruzione di nuovo muro su pali di fondazione (d. 600 mm – l=14.00 m).

L'attività soggetta a verifica è quella legata sia alla verifica provvisoria e definitiva della protezione degli scavi, sia alla verifica di resistenza del nuovo muro in maniera che sia adeguato rispetto alla condizione attuale.

3 Descrizione generale della struttura

Le opere oggetto della presente relazione sono:

1) Una paratia di pali ad elica continua permanente (diametro di 600 mm – lunghezza=16.60 m);
2) Demolizione del muro esistente in tutte le sue parti;
3) Ricostruzione di nuovo muro in c.a. avente base di larghezza 145 cm e uno spessore 50 cm, posta su pali di fondazione (diametro 600 mm – lunghezza = 14.00 m); il muro in elevazione ha un'altezza di 285 cm e uno spessore di 35 cm; inoltre, ad interesse di 500 cm vengono realizzate delle travi di sezione 70xh50 cm di collegamento con la paratia di pali.

L'attività soggetta a verifica è quella legata sia alla verifica provvisoria e definitiva della protezione degli scavi, sia alla verifica di resistenza del nuovo muro in maniera che sia adeguato rispetto alla condizione attuale.

3.1 Tipologia di intervento previsto

Vista la situazione in campo già descritta nei paragrafi precedenti, non è stato possibile prevedere un intervento sulla struttura esistente che possa garantire la stabilità necessaria e pertanto si è deciso di procedere con la demolizione del muro esistente di confine del parcheggio, la ricostruzione del muro medesimo secondo le normative vigenti in materia. Il muro sarà provvisto di una paratia di sostegno di monte e di una fondazione su pali.

4 Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Il quadro normativo di riferimento è quindi il seguente:

- **Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003** - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **D.M. 17 gennaio 2018**– Aggiornamento alle "Norme tecniche per le Costruzioni".
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- **Eurocodice 8** - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Si fa inoltre riferimento, anche se non espressamente citate, alle circolari esplicative dei decreti ministeriali attuativi di cui sopra.

5 Definizione dei parametri di progetto

5.1 Vita nominale e classe d'uso

5.1.1 Paratia

Per quanto concerne l'attività di realizzazione della paratia, è stato tenuto conto della condizione permanente dell'opera di sostegno con vita nominale (VN) pari a 50 anni e classe d'uso III.

5.1.2 Muro di sostegno

Vita nominale (VN) pari a 50 anni e classe d'uso III.

5.2 Azioni considerate nella costruzione:

5.2.1 Paratia

Per il dimensionamento della paratia, di cui tratta la presente sezione, si utilizza quanto previsto dalla normativa vigente e quindi si determina il valore delle sollecitazioni ultime con i coefficienti relativi alle due combinazioni di carico (Cap 6.5 delle NTC2018) dove, per la determinazione delle sollecitazioni, si considerano le combinazioni A1+M1+R1 (Combinazione 1) e A2+M2+R1 (Combinazione 2) dell'Approccio 1.

Le azioni più rilevanti presenti sono rappresentate da:

- Peso proprio del terreno a monte della paratia, tenendo conto delle appropriate caratteristiche geotecniche e dell'inclinazione del versante;

- Non vi sono carichi di transito o ulteriori carichi previsti agenti.

5.2.2 Muro di sostegno

Per le condizioni di verifica statiche si utilizzeranno i coefficienti presentati nel paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC 2018 (Tabella 6.5.I) sia per le valutazioni GEO che per le valutazioni STR.

Per le condizioni di verifica sismica si utilizzeranno i coefficienti presentati nel paragrafo 7.11.6.2 delle NTC 2018 (Tabella 7.11.III) sia per la valutazione GEO che per le valutazioni STR sismiche.

Le azioni più rilevanti presenti sono rappresentate da:

- Peso proprio del terreno a monte della paratia, tenendo conto delle appropriate caratteristiche geotecniche e dell'inclinazione del versante;
- Non vi sono carichi di transito o ulteriori carichi previsti agenti.

6 Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale

6.1 Paratia

Per la realizzazione delle opere di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

ACCIAIO DI ARMATURA PER PALI TRIVELLATI

– Gabbia	**8Φ20, st.Φ12/15**
– Acciaio per tondini	**B450C**
– Tensione di snervamento f_{yk}:	**450 N/mm²**
– Tensione a rottura f_u:	**540 N/mm²**

CALCESTRUZZO PER PALI TRIVELLATI

– Classe di resistenza	**C25/30**
– Classe di esposizione	**XC2**
– Classe di fluidità	**Scc**
– Inerte massimo	**15 mm**

TRAVE DI TESTA:

– Sezione tipo	**700x700(H) mm**
– Calcestruzzo	**C25/30 – XC2- S3/S4**
– Acciaio per tondini	**B450C**

6.2 Muro di sostegno su pali

Per la realizzazione delle opere di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

ACCIAIO DI ARMATURA MURO DI SOSTEGNO

- Acciaio per tondini **B450C**
- Tensione di snervamento f_{yk}: **450 N/mm²**
- Tensione a rottura f_u: **540 N/mm²**

CALCESTRUZZO PER MURO DI SOSTEGNO

- Classe di resistenza **C25/30**
- Classe di esposizione **XC2**
- Classe di fluidità **Scc**
- Inerte massimo **15 mm**

ACCIAIO DI ARMATURA PER PALI TRIVELLATI

- Gabbia **8Φ20, st.Φ12/15**
- Acciaio per tondini **B450C**
- Tensione di snervamento f_{yk}: **450 N/mm²**
- Tensione a rottura f_u: **540 N/mm²**

CALCESTRUZZO PER PALI TRIVELLATI

- Classe di resistenza **C25/30**
- Classe di esposizione **XC2**
- Classe di fluidità **Scc**
- Inerte massimo **15 mm**

COLLEGAMENTI ALLA PARATIA:

- Sezione tipo **700x700(H) mm**
- Calcestruzzo **C25/30 – XC2- S3/S4**
- Acciaio per tondini **B450C**

7 Criteri di progettazione e modellazione

7.1 Paratia

Il progetto prevede le seguenti sezioni caratteristiche:

- ***SEZIONE TIPOLOGICA:***
  - Quota testa paratia +267.89 m s.l.m.
  - Quota fondo scavo +265.26 m s.l.m.
  - Lunghezza pali (min) 16.60 m.

- Quota piede paratia +284.49 m s.l.m.
- **Pali d. 600 mm** **Arm. 8Φ20, st.Φ12/15 – i=1.00 m**

Tali valori verranno utilizzati per il dimensionamento delle opere di sostegno.

7.2 Muro di sostegno su pali

Il progetto prevede le seguenti sezioni caratteristiche:

- ***SEZIONE MURO***
  - Quota testa muro +268.609 m s.l.m. (testa muro di calcolo +267.89 m s.l.m.)
  - Spessore testa muro 0.35 m
  - Quota fondazione +265.26 m s.l.m.
  - Larghezza fondazione 2.25 m
  - Spessore fondazione 0.50 m
  - Lunghezza pali (min) 14.00 m.
  - Quota piede palo +284.49 m s.l.m.
  - **Pali d. 600 mm** **Arm. 8Φ20, st.Φ12/15 – i=2.00 m (a quinconce)**

Tali valori verranno utilizzati per il dimensionamento delle opere di sostegno.

8 Combinazione delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati

8.1 Paratia

Sono state esaminate le seguenti combinazioni:

- *Stato limite di esercizio (SLE);*
- *Stato limite ultimo (SLU – A2+M2+R2) per la verifica della interazione terreno-struttura;*
- *Stato limite ultimo (SLU – A1+M1+R1) per la verifica geotecnica e strutturale della paratia;*
- *Stato limite ultimo (SLU – A2+M2+R1) per la verifica geotecnica e strutturale con parametri ridotti.*

I coefficienti amplificativi/riduttivi di calcolo che dovranno essere utilizzati vanno scelti accuratamente nelle tabelle di riferimento presenti nel Cap 6 delle NTC 2018.

8.2 Muro di sostegno su pali

Sono state esaminate le seguenti combinazioni:

- *Stato limite di esercizio (SLD);*
- *Stato limite ultimo (SLU – A2+M2+R2) per la verifica della interazione terreno-struttura;*

- *Stato limite ultimo (SLU – A1+M1+R3) per la verifica geotecnica e strutturale del muro;*
- *Stato limite ultimo (SLV – A1+M1+RLS) per la verifica geotecnica e strutturale in presenza di sisma.*
- *Stato limite ultimo (SLV – A1+M1+RLS+β (+50%)) per la verifica geotecnica e strutturale in presenza di sisma.*

9 Indicazione motivata del metodo di analisi seguito

Analisi lineare pseudo-statica secondo quanto indicato ai par. 7.11.6.2.1. per quanto concerne il muro di sostegno e par. 7.11.6.3.1 per la paratia.

10 Criteri di verifica agli stati limite indagati in presenza di azione sismica

Sono stati indagati i seguenti stati limite:

SLV: Stato limite di Salvaguardia della Vita

SLD: Stato limite di Danno

11 Rappresentazione dei risultati

11.1 Paratia

11.1.1 Risultati delle analisi

A seguire i relativi grafici risultati dalla modellazione In SLV e SLD:

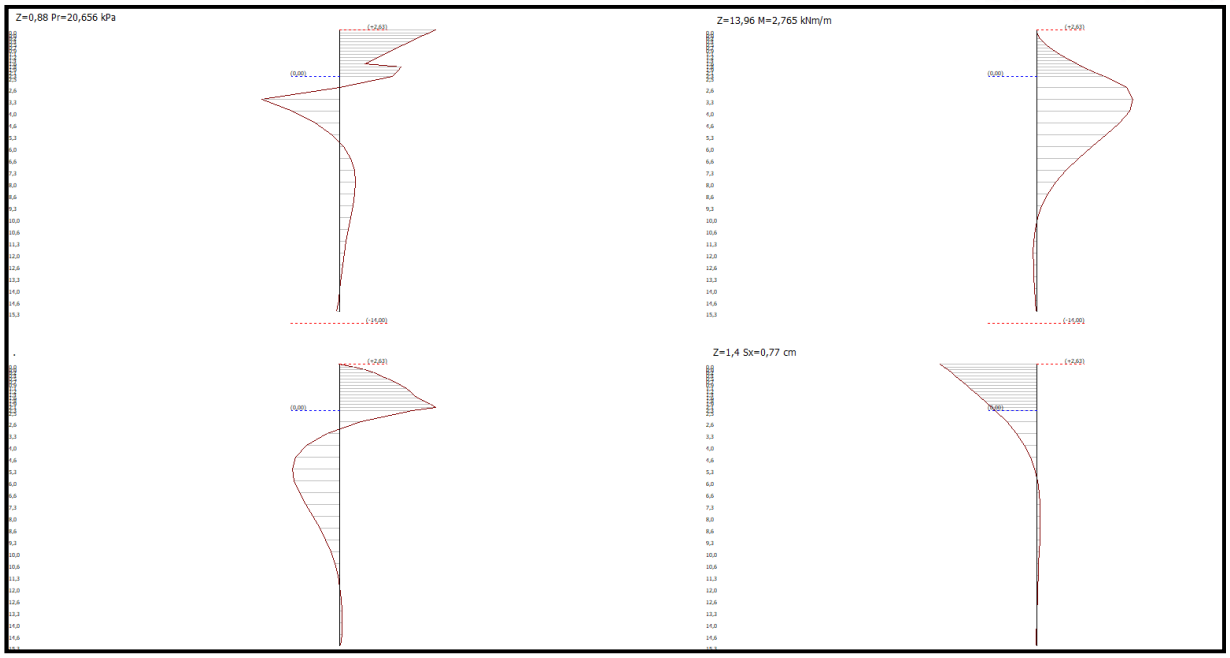

Figura 3 - Analisi SLV – A1+M1+R1

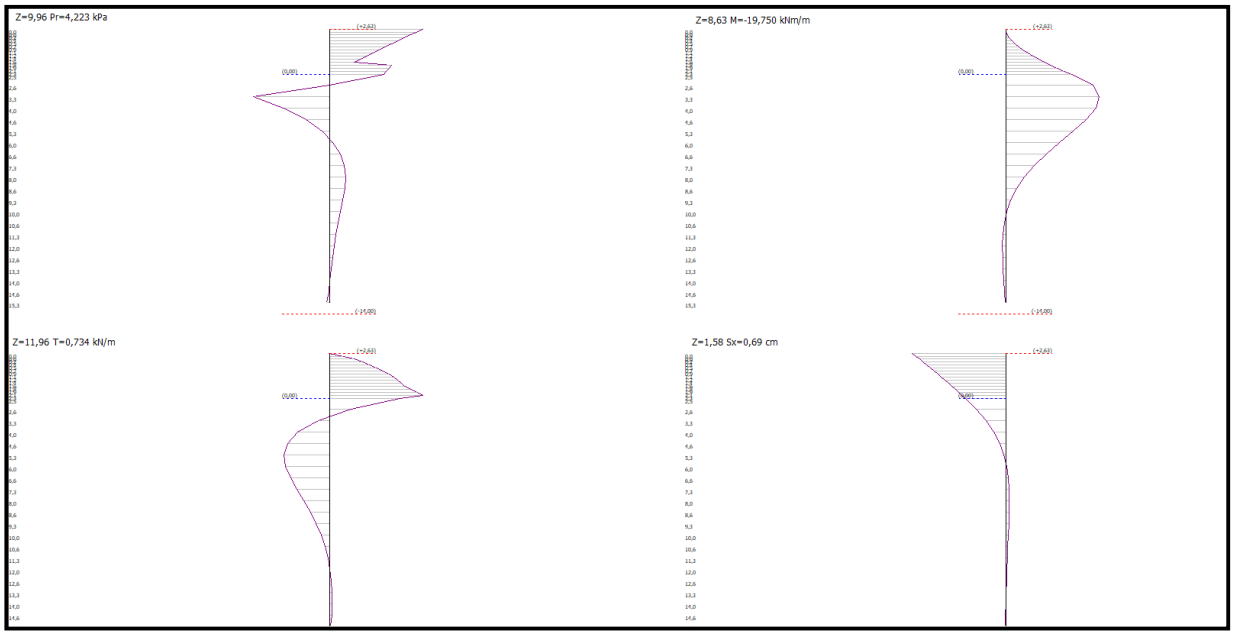

Figura 4 - Analisi SLD

11.1.2 Verifica degli spostamenti massimi

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, verranno verificati gli spostamenti della struttura flessibile, verificandone il massimo valore in rapporto allo scavo considerato e nelle medesime fasi descritte nel paragrafo precedente, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti (NTC2018 - Paragrafo 6.5.3.2).

Nel caso specifico si dovrà considerare ammissibile lo spostamento inferiore al 5‰ della massima quota di scavo, quindi:

PARETE δ_{amm}= H_{max} * 5‰ = 3.00 m * = 1.15 cm

Il valore di δ_{max} calcolato per l'opera in progetto nelle condizioni di esercizio della medesima è stato stimato in:

SEZIONE CARATTERISTICA (SLV) δ_{max}= 1,11 cm < δ_{amm} = 1,55 cm

SEZIONE CARATTERISTICA (SLC) δ_{max}= 1,12 cm < δ_{amm} = 1,55 cm

11.2 Muro di sostegno su pali

Di seguito si riportano i diagrammi delle azioni e delle sollecitaizoni agenti sul muro:

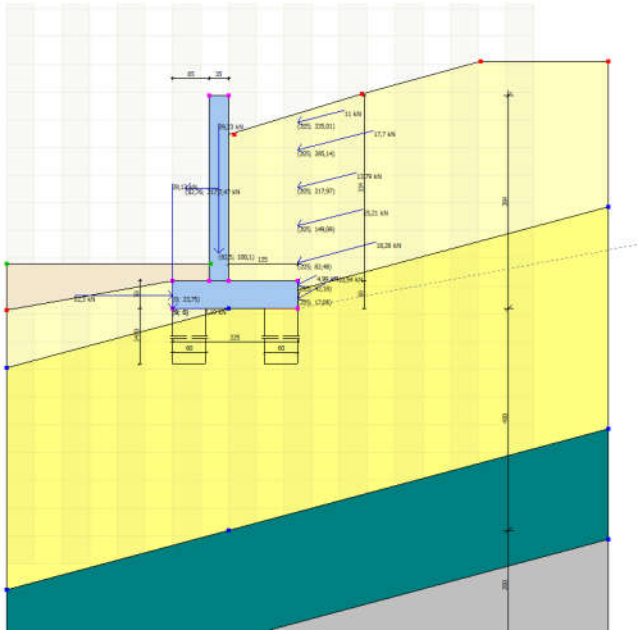

Figura 5 – Forze applicate

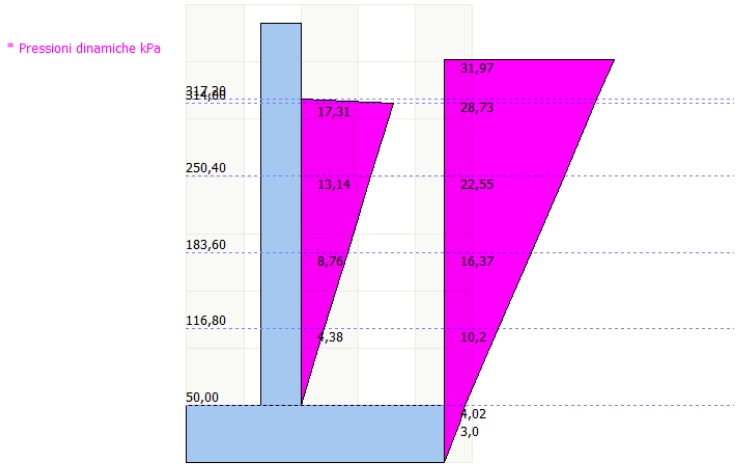

Figura 6 – Azione sismica sulla parete

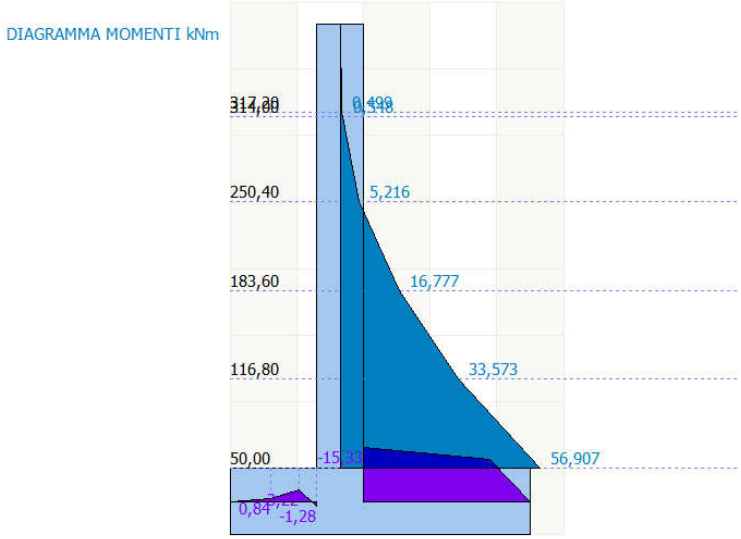

Figura 7 – Diagramma dei momenti

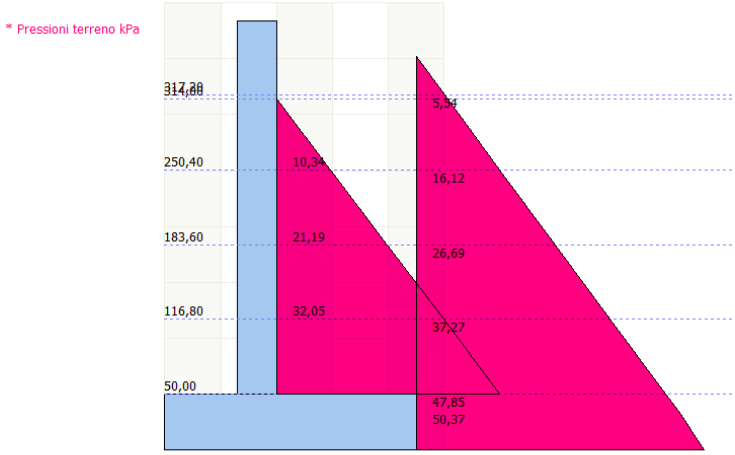

Figura 8 – Pressioni sul terreno

Nella tabella seguente sono riassunti i principali risultati del calcolo relativi al muro di progetto, ossia i valori massimi previsti delle azioni nelle combinazioni nelle colonne.

	A1+M1+R3 - SLU	A_unitari+M1+RSLV	A_unitari+M1+RSLV
M_{rib} [kNm]	-229.05	-225.41	-244.96
M_{stab} [kNm]	24.14	199.27	307.17
V^{p}_{Ed} [kN]	28.91	83.33	118.52
N^{p}_{Ed} [kN]	284.54	127.89	164.58

Nella tabella seguente sono stati inseriti i valori relativi ai pali di fondaizone ottenuti con le dovute parzializzazioni di normativa per ottenere la resistenza ai carichi assiali in stato limite ultimo:

COMBINAZIONE A1+M1+R3			
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base (B)	578.24	578.24	578.24
Laterale (L)	445.78	445.78	445.78
Peso palo (P)	98.96	98.96	98.96
Verticali indagate n. 10			
x3=	1,40	**x4=**	1,21
Coefficienti parziali			
Coefficienti parziali della resistenza caratteristica		1,30 (base)	
		1,15 (laterale)	
Coefficiente parziali di resistenza a trazione		1,25	
Resistenza di progetto a compressione			
Resistenza di progetto di base		317.71 kN	
Resistenza di progetto laterale		276.88 kN	

Peso del palo	98.96 kN
RESISTENZA DI PROGETTO TOTALE (Rd)	**495.63 kN**
AZIONE DI PROGETTO (Ed)	**284.54 kN**
FATTORE DI SICUREZZA (FS)	**1,74**

Per i valori assunti il carico assiale geotecnico è verificato.

11.2.1 Verifica di instabilita' globale (SLU GEO – A2+M2+R2)

La superficie definita con il metodo di BISHOP è quella a coefficiente di sicurezza minimo, nel caso specifico si ottiene un **FS=16.67 > 1.2 (coefficiente minimo per la stabilità).**

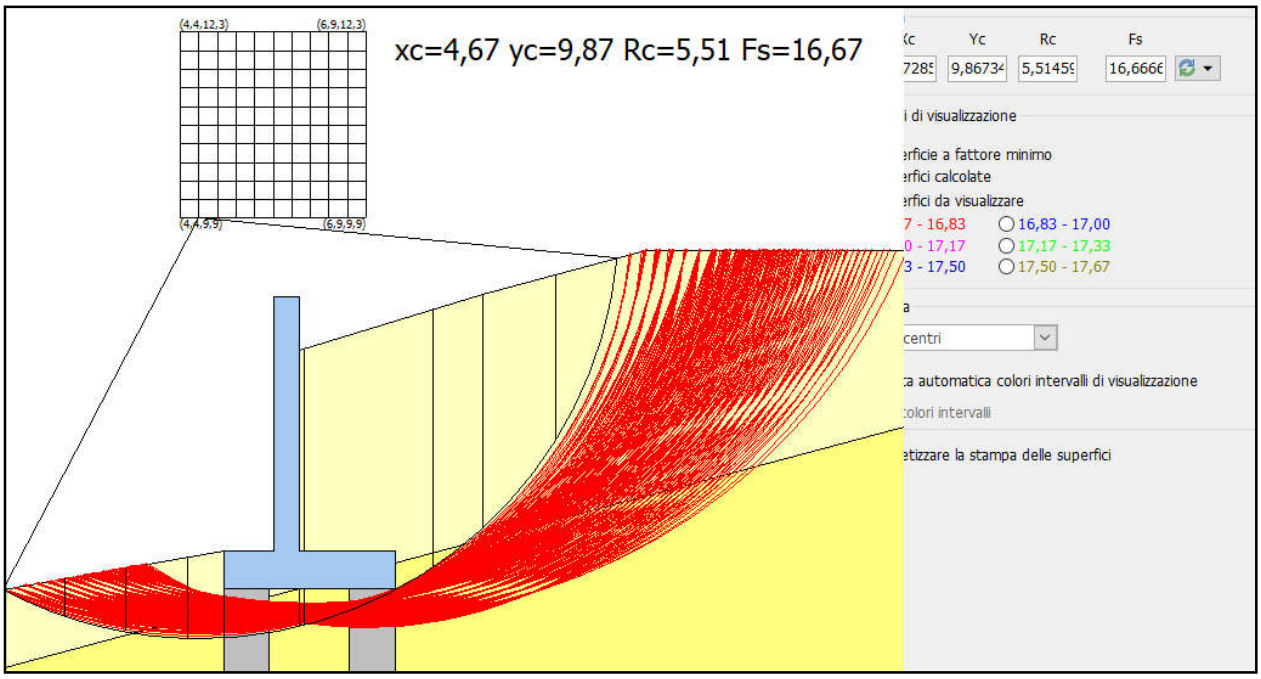

*Figura 9 - Superfici calcolate per l'analisi di stabilità in condizioni drenate in **FASE FINALE** (comb. A2+M2+R2).*

11.2.2 Verifica degli elementi strutturali (SLU STR – A1+M1+R3)

COMBINAZIONE A1+M1+R3

SOLLECITAZIONE SUL MURO

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
317,2	0,0	5,85	0,0	35,0
314,0	0,0	6,13	0,0	35,0
250,4	0,0	11,7	0,0	35,0
183,6	0,0	17,53	0,0	35,0
116,8	2,56	23,38	0,42	35,0
50,0	14,23	29,23	5,5	35,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	12,07	236,24	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	18,01	236,91	S	223,93	0,0	4,85
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	23,93	237,58	S	178,87	0,0	68,47
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	29,84	238,24	S	179,59	0,0	12,38

Figura 10 Verifica armatura paramento verticale.

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
30,0	-22,3	3,75	0,84	50,0
65,0	-36,76	39,72	17,59	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	22,67	433,79	S	225,82	0,0	59,06
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	37,54	436,61	S	227,9	0,0	5,63

Figura 11 - Verifica armatura mensola di valle.

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100,0	-3,15	-46,06	68,42	50,0
195,0	11,31	35,01	-8,26	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	2,96	430,04	S	223,07	0,0	4,75
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	11,73	431,71	S	224,24	0,0	6,28

Figura 12 - Verifica armatura mensola di monte.

COMBINAZIONE A_Unitari+M1+RSLV

SOLLECITAZIONI SUL MURO

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
317,2	1,49	5,85	0,5	35,0
314,0	1,56	6,13	0,55	35,0
250,4	12,67	11,7	5,22	35,0
183,6	21,47	17,53	16,78	35,0
116,8	29,32	23,38	33,57	35,0
50,0	41,25	29,23	56,91	35,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,73	0,0	115,95
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,76	0,0	110,77
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	12,07	236,24	S	177,44	0,0	13,73
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	18,01	236,91	S	178,15	0,0	8,14
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	23,93	237,58	S	178,87	0,0	5,98
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	29,84	238,24	S	179,59	0,0	4,27

Figura 13 Verifica armatura paramento verticale.

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
30,0	-22,3	3,75	0,84	50,0
51,93	-63,96	-35,27	3,22	50,0
65,0	-63,96	-33,64	-1,28	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	22,67	433,79	S	225,82	0,0	59,06
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	65,28	441,86	S	231,81	0,0	6,45
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	65,28	441,86	S	231,81	0,0	6,76

Figura 14 - Verifica armatura mensola di valle.

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100,0	-32,45	45,34	-15,33	50,0
195,0	9,22	48,09	-11,97	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	33,14	435,78	S	227,28	0,0	4,92
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	9,54	431,29	S	223,94	0,0	

Figura 15 - Verifica armatura mensola di monte.

COMBINAZIONE A Unitari+M1+RSLV+Beta (+50%)

SOLLECITAZIONI SUL MURO

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
317,2	2,24	5,85	0,75	35,0
314,0	2,35	6,13	0,82	35,0
250,4	19,83	11,7	8,1	35,0
183,6	33,66	17,53	26,22	35,0
116,8	44,83	23,38	52,36	35,0
50,0	58,36	29,23	86,68	35,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afv Area dei ferri lato valle.
Afm Area dei ferri lato monte.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,73	0,0	77,3
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	6,13	235,57	S	176,76	0,0	73,84
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	12,07	236,24	S	177,44	0,0	8,77
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	18,01	236,91	S	178,15	0,0	5,19
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	23,93	237,58	S	178,87	0,0	3,91
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	29,84	238,24	S	179,59	0,0	3,02

Figura 16 - Verifica armatura paramento verticale.

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
30,0	-22,3	3,75	0,84	50,0
65,0	-81,56	-74,16	-11,07	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U .)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	22,67	433,79	S	225,82	0,0	59,06
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	82,93	445,18	S	234,34	0,0	3,1

Figura 17 - Verifica armatura mensola di valle.

MENSOLA A MONTE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
100,0	-49,81	88,48	-54,52	50,0
195,0	9,45	56,78	-14,59	50,0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi	Area dei ferri inferiori.
Afs	Area dei ferri superiori.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	min{Vrd; Vwd}/Vsdu
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	50,77	439,11	S	229,78	0,0	2,55
8Ø20 (25,13)	8Ø20 (25,13)	9,54	431,29	S	223,98	0,0	3,87

Figura 18 - Verifica armatura mensola di monte.

<u>I pali sono con diametro 600 mm sono armati con armatura di tondini costituita da 8Φ20 e staffe Φ12/15 elicoidali.</u>

Per le verifiche strutturali del singolo palo in condizioni presso-inflesse viene utilizzato il software del Prof. Gelfi inserendo i valori massimi rilevati in condizioni ultime. Gli esisti sono espressi di seguito:

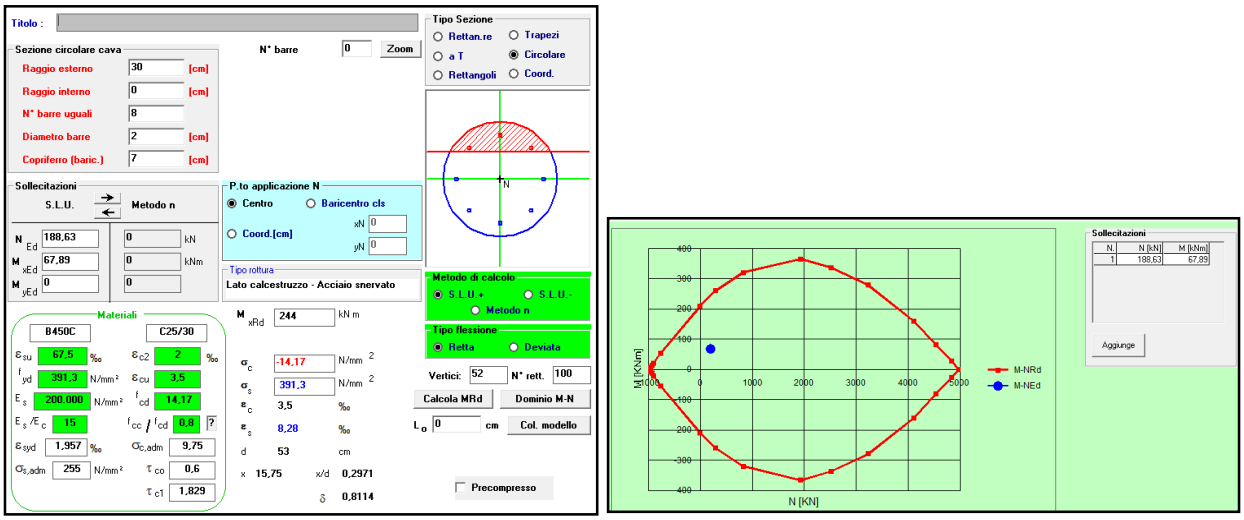

Figura 19 - Verifica Sezione circolare d. 600 mm, presso-inflessa con valori massimi.

La verifica a taglio viene riportata a seguire.

AZIONI AGENTI			
NEd=	18863 N	Valore minimo e/o massimo	
Ved=	11852 N		
GEOMETRIA			
d=	600 mm	diametro palo	
bw=	348,6 mm	bw=0,581*d	(massima inerzia) sezione circolare
c=	70 mm	copriferro	
h=	530 mm	h=d-c	
Asl=	2513 mmq	8ϕ20	
PARAMETRI DI RESISTENZA			
fck=	25 N/mmq		
γc=	1,5		
fcd=	14 N/mmq	fcd=0,85*fck/γc	
CALCOLO			
k=	1,614		
ρ1=	0,0136		
σcp=	0,067		
vmin=	0,359		
Vrd=	**133359,19 N**	**OK-ARMATURA MINIMA**	

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \qquad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max\left\{\left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] b_w \cdot d;\ (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d\right\} \qquad [4.1.23]$$

con

fck espresso in MPa

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa (≤ 0,02) che si estende per non meno di (l_{bd} + d) oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione (≤ 0,2 f_{cd});

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Figura 20 Verifica Sezione circolare d. 600 mm a taglio.

<u>Come si può notare dai risultati ottenuti la sezione è strutturalmente verificata.</u>

11.2.3 <u>Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)</u>

Ai fini delle verifiche SLE si è considerata la combinazione quasi permanente dei carichi (eq. 2.5.4 delle NTC2018, impiegata per la valutazione degli effetti a lungo termine).

Sulla base di quanto prescrive la normativa si è quindi proceduto a calcolare il cedimento medio della palificata.

Il calcolo del cedimento del singolo palo (δ_p) viene eseguito con la soluzione suggerita da Poulos e Davis (1982) nell'ipotesi di "palo sospeso":

$$\delta_p = (Q_{max} \times I_0 \times R_K \times R_v) / (E_s \times \Phi)$$

Per pali con diametro 600 mm e per un'azione verticale di **299,58 kN**, si avrà:

$$\delta_p = (299{,}58 \times 0.071 \times 0.97 \times 1.05)/(10000 \times 0.60) \approx 3.6 \text{ mm}$$

<u>Tale valore risulta essere accettabile per i cedimenti a lungo termine della palificata.</u>

11.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

In base alle attività progettuali eseguite e in funzione delle verifiche geotecniche e strutturali realizzate, si ritiene che la proposta realizzativa sia funzionale alle strutture da sostenere e adatta alle finalità del progetto.

Tutte le verifiche eseguite sono risultate formalmente accettabili.

12 Caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo

I codici di calcolo utilizzati sono:

1) Software di calcolo SPW della Geostru Software, sono finalizzati alla determinazione delle strutture rigide e flessibili agli elementi finiti (FEM) con attribuzione al terreno di molle elastiche e moduli di rigidezza variabili a seconda del tipo di terreno (Ks) – per la valutazione delle paratie di pali.
2) Software di calcolo MDC della Geostru Software, finalizzato al calcolo dei muri di sostegno anche su pali e in condizioni di stabilità particolari – per la progettazione del nuovo muro.
3) Software di calcolo SLOPE della Geostru Software per la verifica delle condizioni di stabilità in cui si garantisce l'attribuzione parametrica delle spinte e dei fattori di sicurezza funzionali alle caratteristiche geotecniche e alle opere presenti sul versante – per la verifica della stabilità di versante.

Alla luce di quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), al punto 10.2 GEOSTRU mette a disposizone il proprio lavoro di validazione atto a dimostrare la affidabilità dei programmi GEOSTRU.

La norma sopra citata richiede esplicitamente che siano discussi i seguenti punti:

- Individuazione dei campi di impiego del programma;
- Descrizione delle basi teoriche;
- Sperimentazione del programma attraverso l'ausilio di casi di prova completamente risolti e commentati.

I test di validazione sono stati realizzati con la massima attenzione su versioni recenti del software e sono disponibili al seguente link: https://www.geostru.eu/it/validazione-codici-di-calcolo/

13 Strutture geotecniche o di fondazione

13.1 Paratia

Fasi realizzative dell'opera:

1. Preparazione del piano di scavo iniziale a quota +267.89 m s.l.m;
2. Fondo scavo stimato a quota +265.26 m s.l.m ($H_{paratia}$=2.60 m circa); si dovrà utilizzare il profilo reale del terreno;
3. Realizzazione di pali con lunghezza netta pari a 16.60 m.

13.2 Muro di contenimento su pali

Fasi realizzative dell'opera:

1. Sbancamento completo per realizzazione muro da quota +265.26 m s.l.m, la paratia di valle risulta attivata dalla spinta dello sbanco;
2. Realizzazione di pali di fondazione dalla quota +265.26 m s.l.m. per una lunghezza pari a 14.00 m;
3. Realizzazioen del muro di conteimento in c.a.

Ing. Grablovitz Davide

Ferrara, aprile '21