

Regione Piemonte
Città Metropolitana di Torino



COMUNE DI VIDRACCO

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO COMUNALE
IN ZONE DIVERSE SOTTO L'ASPETTO IDROGEOLOGICO

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO STRUTTURALE

I progettisti:

Dott. Ing. Bartolomeo VISCONTI
Dott. Ing. Luca GATTIGLIA
Dott. Ing. Chiara PALESE

Geom. Andrea BOGGIO



EDes Ingegneri Associati P.IVA 10759750010
Via Postumia 49, 10142 Torino Tel. +39 011.0262900 Fax. +39 011.0262902
www.edesconsulting.eu edes@edesconsulting.eu

Elaborato	Codice	Revisione	Data
3	21016-DE13-0_GT	0	OTT. 2021
Scala	-		

COMMITTENTE: Comune di Vidracco



COMUNE DI VIDRACCO

**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO
COMUNALE IN ZONE DIVERSE
SOTTO L'ASPETTO IDROGEOLOGICO**

RELAZIONE GEOTECNICA E DI DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

INDICE

1.	PREMESSA.....	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	3
4.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	4
5.	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	8
6.	MODULO DI WINKLER	8
7.	DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO E STRUTTURALE DEI MURI.....	8
7.1.	MURO IN C.A.....	9
7.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	10
7.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI - SLU	16
7.1.3	VERIFICHE STRUTTURALI - SLE.....	22
8.	DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO E STRUTTURALE CORDOLO SU MICROPALI	24
8.1.	PRESENTAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO.....	25

8.2.	<i>MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO</i>	25
8.3.	<i>VERIFICHE GEOTECNICHE</i>	28
8.3.1	<i>COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA</i>	28
8.3.2	<i>SFILAMENTO DI UNO O PIU' ANCORAGGI</i>	29
8.4.	<i>VERIFICHE STRUTTURALI</i>	30
9.	<i>STABILITÀ GLOBALE</i>	31

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica e di dimensionamento strutturale viene redatta nell'ambito della progettazione definitiva-esecutiva dei lavori di messa in sicurezza del territorio comunale di Vidracco (To), in zone diverse, sotto l'aspetto idrogeologico. Scopo del presente lavoro è fornire gli elementi di dimensionamento geotecnico-strutturale a supporto della progettazione delle principali opere di messa in sicurezza dell'attuale viabilità comunale in particolare della strada Via dei Templi, già Via Feipiano.

L'intervento prevede la messa in sicurezza della sede stradale, ampliando le dimensioni del tracciato originario, per consentire il passaggio di veicoli su entrambi i sensi di marcia.

I parametri geotecnici utilizzati per la modellazione dei manufatti in progetto sono stati desunti da considerazioni emerse dalla relazione geologica redatta dalla Dott.ssa Pallozzi.

La presente relazione è stata redatta ai sensi del D.M. 17/01/2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare C.S.LL.PP. n°7 del 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018", secondo cui le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese alle opere, dei caratteri geologici del sito, della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle condizioni ambientali.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- La redazione della presente relazione è stata eseguita nel rispetto della normativa in vigore e di alcune specifiche raccomandazioni, in particolare:
- D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni"
- C.S.LL.PP n°7 del 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"
- Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica".
- OPCM 3274: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e successive modifiche ed integrazioni.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geomeccanica dei terreni è stata eseguita al fine di fornire dei parametri dei terreni per i calcoli geotecnici e per le verifiche strutturali delle opere in progetto. La parametrizzazione geotecnica e l'alternanza delle unità litotecniche è stata ricostruita sulla base dei dati provenienti dalle seguenti prove in situ: n. 4 prove penetrometriche dinamiche, n.2 sondaggi a carotaggio continuo; esecuzione di SPT (Standard Penetration Test) eseguite all'interno dei sondaggi a carotaggio. Sono inoltre state eseguite indagini di tipo sismico: tomografia e MASW. Le indagini sono state eseguite lungo il tracciato stradale oggetto di intervento, in Via dei Templi, già Via Feipiano, nel tratto compreso tra 530 e 545 m.s.l.m.

A fronte della ricostruzione litostratigrafica evidenziata nella relazione geologica allegata al progetto, ai fini dei calcoli si sono assunti i seguenti parametri geotecnici:

UNITA' LITOTECNICHE	Profondità da p.c. [m]	γ [kN/m ³]	Φ' [°]	c [kPa]
Coltre superficiale Sabbie limoso argillose	da 0,00 a -1,80	14	20,5	
Frammenti rocciosi a scaglie	da -1,80 a -2,20	17,7	31,4	
Substrato roccioso fratturato	da -2,20 a -5,00	19,1	34	218

Le quote del tetto degli strati indicate nella tabella sovrastante si intendono a partire dal piano campagna attuale.

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Come definito nel testo unico allegato al D.M. del 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" (Capitolo 3.2 Azione Sismica), "le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag ...".

In relazione all'aggiornamento generale apportato dall'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri OPCM n°3274 del 20/03/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" recepita dalla Regione Piemonte inizialmente con la D.G.R. 19 Gennaio 2010, n. 11-13058 e poi aggiornata con la DGR n. 65-7656 del 21/05/2014 che la sostituisce, il **Comune di Vidracco (TO)** ricade all'interno della **Zona 4** nelle tabelle della zonazione sismica, cui corrisponde nell'Allegato 2 "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" dell'OPCM n°3274, un valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A) pari a 0,05g (m/s^2), come riportato nella seguente tabella:

ZONA	VALORE DI a_g
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g

La normativa vigente, riprende i principi della classificazione sismica dei suoli dell'OPCM n°3274 e successive modifiche, ed individua come parametro di riferimento per la classificazione la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna (V_{s30}). Il parametro di riferimento viene calcolato con la seguente formula:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

nella quale:

- h_i è lo spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N è il numero di strati;
- H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s;

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati

di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nella seguente tabella (D.M. 17/01/2018, Tabella 3.2.II).

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	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.
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.
C	Depositati 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.
D	Depositati 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.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per la definizione della categoria di sottosuolo sono stati utilizzati i dati provenienti da un'indagine sismica del tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) realizzata in prossimità delle opere da realizzarsi, nell'agosto 2021. I dati provenienti dall'indagine, rilevabili all'interno della relazione geologica, evidenziano una velocità $V_{s,eq}$ di 532,37 m/s per cui è possibile classificare il sito in esame, in prima approssimazione, come suolo di **categoria B**.

Sulla base della classificazione sismica ottenuta e delle coordinate geografiche del sito in esame nonché delle caratteristiche topografiche, ed altri parametri relativi alla nuova costruzione in oggetto, è possibile definire gli spettri di risposta in accelerazione per ogni stato limite (di esercizio e ultimo) considerato. In funzione dello spettro di risposta sarà quindi possibile determinare l'azione sismica, ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. (§ 3.2 NTC-18).

Individuata la categoria del sottosuolo, si procede alla valutazione delle condizioni topografiche al fine di valutare l'amplificazione sismica locale (tabella seguente).

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 $i > 30^\circ$

Il sito in esame appartiene alla **categoria T2**.

E' necessario inoltre, al fine di valutare gli spettri di risposta per i diversi stati limite, fare alcune considerazioni di carattere generale sull'opera che si va a realizzare.

In primo luogo deve essere definita la vita nominale della struttura V_N : "La vita nominale di un'opera strutturale V_N è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.1 (§ 2.4.1 NTC-2018)".

Si riporta di seguito la tabella utilizzata per la definizione di V_N

Tab. 2.4.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

L'opera in progetto ricade nella seconda categoria, pertanto si considera una vita nominale pari a 50 anni.

Per valutare il periodo di riferimento per l'azione sismica è necessario definire il coefficiente d'uso funzione della classe di uso della struttura in progetto (§ 2.4.3 NTC-18).

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

La struttura ricadrebbe in Classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U=1$.

In relazione alle considerazioni fino ad ora esplicitate, è possibile calcolare gli spettri di risposta partendo dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri sono forniti per una serie di punti sul territorio, e possono essere opportunamente interpolati. A tal proposito è stato utilizzato il supporto informatico denominato "Geostru PS" della Geostru Software che permette un calcolo agevole dei parametri a_g , F_o , T_c e degli stessi spettri di risposta.

Si riportano di seguito i parametri di progetto relativi all'azione sismica per i diversi stati limite, inerenti il sito indagato ubicato nel Comune di **Vidracco (TO)**:

Vidracco, via Feipiano

WGS84: Lat 45.433489 - Lng 7.752489

ED50: Lat 45.434438 - Lng 7.753580

Stati limite

 Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

 Vita Nominale 50

 Interpolazione Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc [*] [s]
Operatività (SLO)	30	0.020	2.600	0.161
Danno (SLD)	50	0.024	2.591	0.190
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.046	2.694	0.280
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.055	2.761	0.295
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

 Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) us (m)

 1  0.1

 Cat. Sottosuolo B

 Cat. Topografica T2

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,58	1,53	1,42	1,40
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]  0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.006	0.007	0.013	0.016
kv	0.003	0.003	0.007	0.008
Amax [m/s ²]	0.277	0.341	0.654	0.771
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

In ambito geotecnico, i parametri sopra esplicitati si utilizzano per il calcolo dei coefficienti sismici (kh e kv) il quale a sua volta rientra nella definizione dei coefficienti correttivi per calcolo della capacità portante e della spinta attiva.

5. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Le opere di messa in sicurezza di via dei Templi, già via Feipiano, in corrispondenza del tratto indicato dagli elaborati di progetto, comporta la realizzazione di una serie di opere (prevalentemente in c.a.) quali nuovi muri di sostegno stradale, consolidamento della carreggiata stradale mediante paratie, rifacimento del manto stradale. Nello specifico, ai fini della presente trattazione si identificano i seguenti manufatti oggetto di apposite verifiche di carattere geotecnico-strutturale:

- Muro a mensola in calcestruzzo armato, dalla sezione 8 alla sezione 14, lato stradale di monte, con altezza variabile dallo spiccato delle fondazioni da 1,55 a 2,30 m;
- Paratia in micropali con altezza pari a 6,00 m, dalla sezione 8 alla sezione 13, lato stradale di valle, con interasse 0.7 m per quanto riguarda le infissioni verticali e 2.1 m per i cavalletti, inclinati di 25° rispetto alla verticale;

6. MODULO DI WINKLER

Un'analisi rigorosa delle strutture di fondazione richiede lo studio dell'interazione tra la fondazione, la struttura in elevazione e il terreno.

Il modello suggerito da Winkler (1867), per tener conto dell'iterazione terreno-struttura è quello di suolo elastico, caratterizzato dal coefficiente di reazione o modulo di Winkler (K)

Il modulo di Winkler lega il cedimento di un punto alla reazione del terreno agente unicamente su quel punto.

Nella presente, in mancanza di indagini più approfondite atte a determinare la rigidità del terreno, e in mancanza di più precise indicazioni sui carichi agenti, si suggerisce per terreni con caratteristiche di quelli in esame di adottare un coefficiente K pari a 1.5 – 2.5 kg/cm³.

7. DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO E STRUTTURALE DEI MURI

Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (Rif.: Renato LANCELLOTTA "Geotecnica" (2004) - NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)). Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno a monte dell'opera in poligoni semplici definiti dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia numerose superfici di scivolamento ad ogni quota di calcolo lungo il paramento, determinando la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

Di seguito verranno illustrate le verifiche svolte ai sensi del D.M. 17/01/2018, in condizioni sismiche.

I calcoli sono stati eseguiti con l'ausilio del software IS Muri, modulo di geotecnica per il calcolo dei muri di sostegno di Dolmen Win 13.

Per quanto concerne i materiali, si adotteranno le seguenti prescrizioni:

- calcestruzzo per opere di fondazione → classe C25/30, Rck 30 N/mm²
- calcestruzzo per opere in elevazione → classe C25/30, Rck 30 N/mm²
- acciaio per calcestruzzo armato B450C → $f_{yd} = 450 \text{ N/mm}^2 = 450 \text{ MPa}$

Nel presente paragrafo verranno approfondite le verifiche di carattere geotecnico, in particolare:

- a capacità portante;
- a ribaltamento (equilibrio);
- a scorrimento;

La valutazione della capacità portante è condotta sulla base della usuale formula di Brinch - Hansen che viene qui di seguito richiamata:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_{\gamma} * s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} h_{\gamma} + c' * N_c * s_c d_c i_c b_c g_c h_c + q' * N_q * s_q d_q i_q b_q g_q h_q$$

nella quale appaiono i coefficienti correttivi per tener conto della forma della fondazione, dell'approfondimento, della presenza dell'azione orizzontale, dell'inclinazione del piano di posa e della presenza del sisma.

La verifica a ribaltamento è condotta effettuando il bilanciamento delle azioni che producono un momento ribaltante e quelle che producono un effetto stabilizzante; la verifica è soddisfatta se viene rispettata la seguente condizione:

$$F_{rib} = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq \gamma_R \quad \text{con } \gamma_R = 1,15$$

La resistenza a scorrimento è valutata considerando l'attrito sviluppato lungo la base della fondazione e trascurando il contributo del terreno a lato. Nel caso specifico, a favore di sicurezza, viene trascurato il contributo del tagliante di monte, che nella realtà offrirà un ulteriore contributo di resistenza passiva. Il collasso per scorrimento è scongiurato se il contributo dell'attrito e della coesione sull'area efficace della fondazione più il contributo della resistenza passiva laterale è maggiore delle forze orizzontali sollecitanti:

$$F_{scor} = \frac{\tan \delta * V}{H} \geq \gamma_R \quad \text{con } \gamma_R = 1,1$$

I parametri geotecnici utilizzati nel calcolo sono quelli individuati nella fase di caratterizzazione geotecnica, dalla stratigrafia desunta dall'elaborato geologico, si ipotizza che il muro sia realizzato in corrispondenza della Sezione 8. È presente, in questa sezione, una stratigrafia le cui caratteristiche sono state riportate nel paragrafo 3, in coerenza con quanto evidenziato dalle prove effettuate. La presenza di falda è stata trascurata in quanto assente nella zona oggetto dei lavori.

Le verifiche sono condotte in condizioni drenate. Le verifiche geotecniche eseguite si riferiscono alle diverse combinazioni di carico previste da normativa (approccio 2, A1+M1+R3), mentre per le verifiche di stabilità globale si fa riferimento all'approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2).

7.1. MURO IN C.A.

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo muro a tergo dell'esistente (che verrà demolito) con altezza variabile compresa tra 1,55 e 2,30 m che consenta l'allargamento della sezione stradale lato monte della carreggiata. Tale muro è a mensola in c.a. con paramento inclinato dello spessore variabile da 35 cm dallo spiccatto delle fondazioni a 30 cm in sommità.

Le caratteristiche geometriche della fondazione del muro variano a seconda della sezione tipo analizzata:

- Sezione tipo 1: altezza dallo spiccatto della fondazione 2.30 m; fondazione a sezione costante di larghezza totale pari a 2,00 m (suola di monte pari a 1,05 m) e spessore pari a 40 cm, dente rettangolare con altezza pari a 40 cm e larghezza pari a 40 cm per incrementare il coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica a scorrimento;
- Sezione tipo 2: altezza dallo spiccatto della fondazione 2.00 m; fondazione a sezione costante di larghezza totale pari a 1,70 m (suola di monte pari a 0,85 m) e spessore pari a 40 cm, dente rettangolare con altezza pari a 40 cm e larghezza pari a 40 cm per incrementare il coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica a scorrimento;
- Sezione tipo 3: altezza dallo spiccatto della fondazione 1.55 m fondazione a sezione costante di larghezza totale pari a 1,60 m (suola di monte pari a

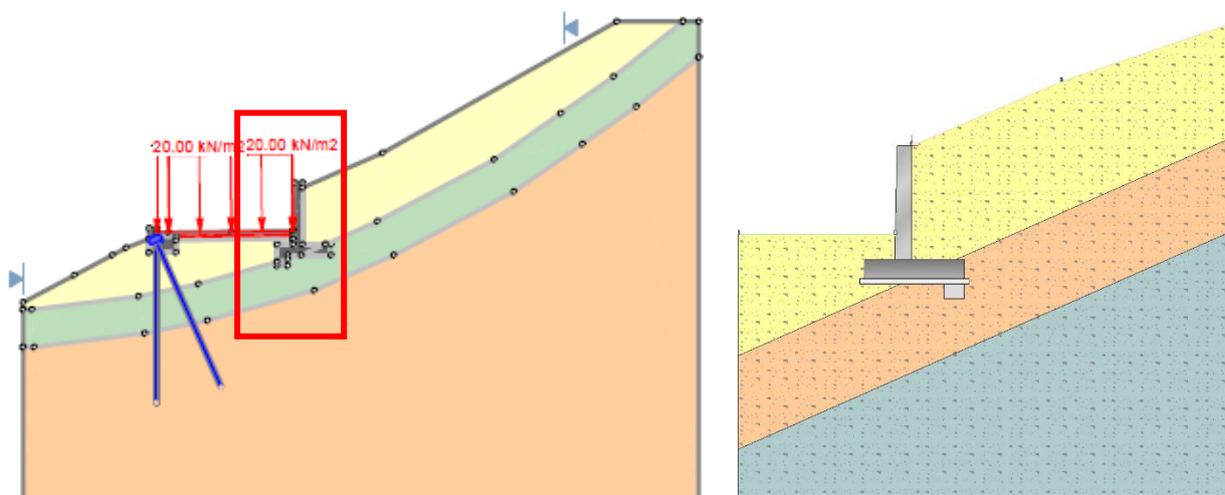
- 0,75 m) e spessore pari a 40 cm, dente rettangolare con altezza pari a 40 cm e larghezza pari a 40 cm per incrementare il coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica a scorrimento;
- **Sezione tipo 4:** altezza dallo spiccato della fondazione 1.80 m; fondazione a sezione costante di larghezza totale pari a 1,20 m (suola di monte pari a 0,50 m) e spessore pari a 35 cm, dente rettangolare con altezza pari a 30 cm e larghezza pari a 30 cm per incrementare il coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica a scorrimento;

La modellazione che segue è desunta dalle stratigrafie estrapolate dai dati forniti, presentata nel Capitolo 3. In via del tutto cautelativa e considerando la tipologia di terreno presente nella parte superficiale del terreno, si propende a consigliare un immersionamento dei muri oggetto della seguente trattazione, il più possibile all'interno dello strato di frammenti rocciosi a scaglie. Il modello è stato tuttavia impostato ponendosi a favore di sicurezza, ossia in condizioni in cui il muro venga posato esattamente tra lo strato di sabbie limose argillose superficiali e quello roccioso a scaglie.

7.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Di seguito vengono riportate le verifiche geotecniche e strutturali dei muri in progetto.

SEZIONE TIPO 1

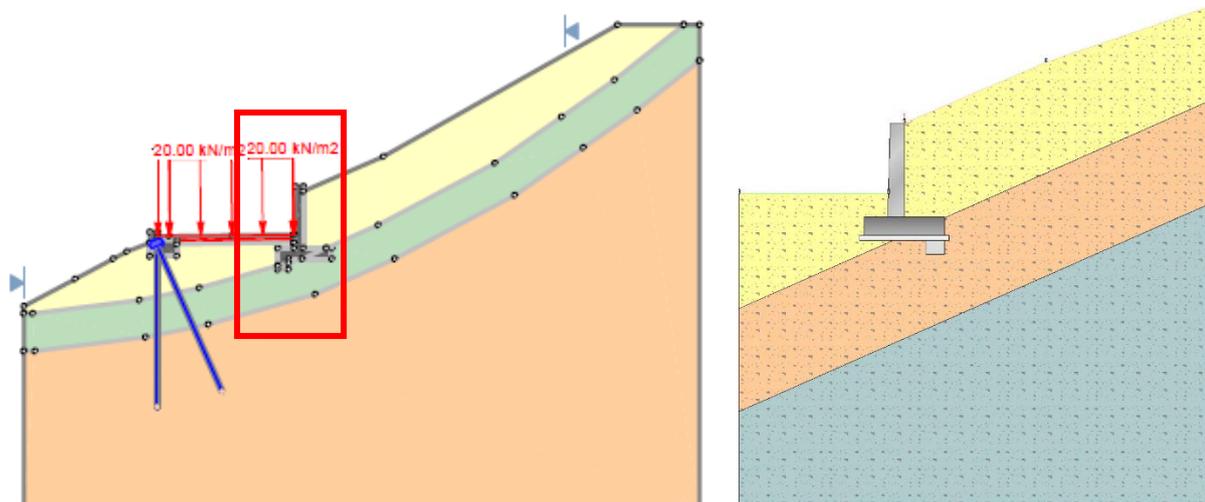


CASO DI CARICO	CAPACITÀ PORTANTE	SCORRIMENTO	EQUILIBRIO
1 - STR (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.87 daN/cm ² q ammissibile = 2.37 daN/cm ² --> fs = 2.72 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 3216.73 daN v ammissibile = 5658.06 daN --> fs = 1.76 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
2 - EQU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=1.1[cm]) [Verificato] - Stab. globale - Verifica non prevista

3 - STR_SISMA_SU (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.69 daN/cm ² q ammissibile = 2.2 daN/cm ² --> fs = 3.18 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 2658.49 daN v ammissibile = 4365.45 daN --> fs = 1.64 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
4 - GEO_SISMA_SU (SLU_GEO)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 3881.96 daN v ammissibile = 4009.78 daN --> fs = 1.03 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
5 - EQU_SISMA_SU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=0.9[cm]) [Verificato] - Stab. globale - Verifica non prevista
6 - STR_SISMA_GIU (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.7 daN/cm ² q ammissibile = 2.21 daN/cm ² --> fs = 3.14 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 2688.05 daN v ammissibile = 4417.5 daN --> fs = 1.64 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
7 - GEO_SISMA_GIU (SLU_GEO)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 3925.92 daN v ammissibile = 4057.59 daN --> fs = 1.03 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
8 - EQU_SISMA_GIU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=0.9[cm]) [Verificato] - Stab. globale - Verifica non prevista

Verifiche geotecniche della fondazione.

▪ **SEZIONE TIPO 2**

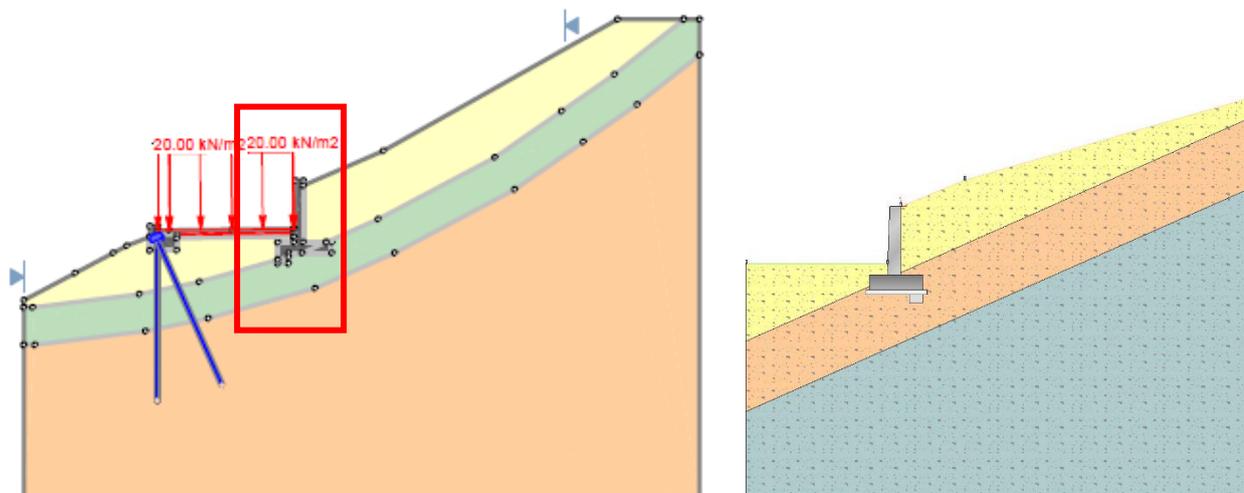


caso di carico	capacità portante	scorrimento	equilibrio
1 - STR (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.85 daN/cm ² q ammissibile = 2.34 daN/cm ² --> fs = 2.75 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 2184.07 daN v ammissibile = 4456.02 daN --> fs = 2.04 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
2 - EQU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=1.4[cm]) [Verificato] - Stab. globale - Verifica non prevista
3 - STR_SISMA_SU (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.68 daN/cm ² q ammissibile = 2.18 daN/cm ² --> fs = 3.19 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 1840.81 daN v ammissibile = 3444.78 daN --> fs = 1.87 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
4 - GEO_SISMA_SU (SLU_GEO)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 2882.74 daN v ammissibile = 3194.28 daN --> fs = 1.11 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista

5 - EQU_SISMA_SU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=1.1[cm]) [Verificato] - Stab. globale - Verifica non prevista
6 - STR_SISMA_GIU (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.69 daN/cm ² q ammissibile = 2.18 daN/cm ² --> fs = 3.15 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 1860.9 daN v ammissibile = 3485.77 daN --> fs = 1.87 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
7 - GEO_SISMA_GIU (SLU_GEO)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 2915.01 daN v ammissibile = 3232.28 daN --> fs = 1.11 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
8 - EQU_SISMA_GIU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=1.1[cm]) [Verificato] - Stab. globale - Verifica non prevista

Verifiche geotecniche della fondazione.

▪ SEZIONE TIPO 3

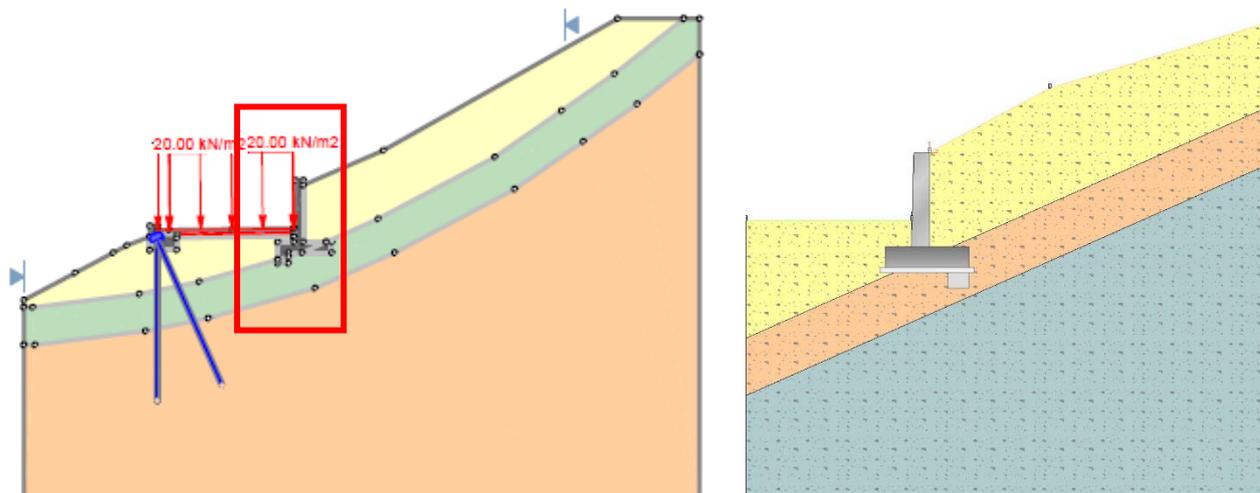


caso di carico	capacità portante	scorrimento	equilibrio
1 - STR	- Drenata -	- Drenata -	- Ribaltamento -

(SLU)	q applicata = 0.63 daN/cm ² q ammissibile = 2.04 daN/cm ² --> fs = 3.25 [Verificato]	v applicato = 682.31 daN v ammissibile = 2371.46 daN --> fs = 3.48 [Verificato]	verifica non prevista - <i>Stab. globale</i> - Verifica non prevista
2 - EQU (SLU_EQU)	- <i>Drenata</i> - verifica non prevista - <i>Non Drenata</i> - verifica non prevista	- <i>Drenata</i> - verifica non prevista - <i>Non Drenata</i> - verifica non prevista	- <i>Ribaltamento</i> - Stabile (spost.max.=1.1[cm]) [Verificato] - <i>Stab. globale</i> - Verifica non prevista
3 - STR_SISMA_SU (SLU)	- <i>Drenata</i> - q applicata = 0.5 daN/cm ² q ammissibile = 1.92 daN/cm ² --> fs = 3.84 [Verificato]	- <i>Drenata</i> - v applicato = 593.25 daN v ammissibile = 1829.31 daN --> fs = 3.08 [Verificato]	- <i>Ribaltamento</i> - verifica non prevista - <i>Stab. globale</i> - Verifica non prevista
4 - GEO_SISMA_SU (SLU_GEO)	- <i>Drenata</i> - verifica non prevista - <i>Non Drenata</i> - verifica non prevista	- <i>Drenata</i> - v applicato = 1044.6 daN v ammissibile = 1688.19 daN --> fs = 1.62 [Verificato]	- <i>Ribaltamento</i> - verifica non prevista - <i>Stab. globale</i> - Verifica non prevista
5 - EQU_SISMA_SU (SLU_EQU)	- <i>Drenata</i> - verifica non prevista - <i>Non Drenata</i> - verifica non prevista	- <i>Drenata</i> - verifica non prevista - <i>Non Drenata</i> - verifica non prevista	- <i>Ribaltamento</i> - Stabile (spost.max.=0.8[cm]) [Verificato] - <i>Stab. globale</i> - Verifica non prevista
6 - STR_SISMA_GIU (SLU)	- <i>Drenata</i> - q applicata = 0.51 daN/cm ² q ammissibile = 1.92 daN/cm ² --> fs = 3.8 [Verificato]	- <i>Drenata</i> - v applicato = 599.53 daN v ammissibile = 1851.13 daN --> fs = 3.09 [Verificato]	- <i>Ribaltamento</i> - verifica non prevista - <i>Stab. globale</i> - Verifica non prevista
7 - GEO_SISMA_GIU (SLU_GEO)	- <i>Drenata</i> - verifica non prevista - <i>Non Drenata</i> - verifica non prevista	- <i>Drenata</i> - v applicato = 1056.07 daN v ammissibile = 1708.29 daN --> fs = 1.62 [Verificato]	- <i>Ribaltamento</i> - verifica non prevista - <i>Stab. globale</i> - Verifica non prevista
8 - EQU_SISMA_GIU (SLU_EQU)	- <i>Drenata</i> - verifica non prevista - <i>Non Drenata</i> - verifica non prevista	- <i>Drenata</i> - verifica non prevista - <i>Non Drenata</i> - verifica non prevista	- <i>Ribaltamento</i> - Stabile (spost.max.=0.9[cm]) [Verificato] - <i>Stab. globale</i> - Verifica non prevista

Verifiche geotecniche della fondazione.

▪ **SEZIONE TIPO 4**



caso di carico	capacità portante	scorrimento	equilibrio
1 - STR (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.82 daN/cm ² q ammissibile = 2.36 daN/cm ² --> fs = 2.89 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 1732.42 daN v ammissibile = 3902.32 daN --> fs = 2.25 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
2 - EQU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=1.5[cm]) [Verificato] - Stab. globale - Verifica non prevista
3 - STR_SISMA_SU (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.66 daN/cm ² q ammissibile = 2.22 daN/cm ² --> fs = 3.37 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 1462 daN v ammissibile = 3014.88 daN --> fs = 2.06 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
4 - GEO_SISMA_SU (SLU_GEO)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 2367.9 daN v ammissibile = 2803.62 daN --> fs = 1.18 [Verificato]	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista

		- Non Drenata - verifica non prevista	
5 - EQU_SISMA_SU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=1.1[cm]) [Verificato] - Stab. globale - Verifica non prevista
6 - STR_SISMA_GIU (SLU)	- Drenata - q applicata = 0.67 daN/cm2 q ammissibile = 2.22 daN/cm2 --> fs = 3.34 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 1477.92 daN v ammissibile = 3050.76 daN --> fs = 2.06 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
7 - GEO_SISMA_GIU (SLU_GEO)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - v applicato = 2394.3 daN v ammissibile = 2836.95 daN --> fs = 1.18 [Verificato] - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - Verifica non prevista
8 - EQU_SISMA_GIU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Drenata - verifica non prevista - Non Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile (spost.max.=1.1[cm]) [Verificato] - Stab. globale - Verifica non prevista

Verifiche geotecniche della fondazione.

7.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI - SLU

La verifica delle sezioni in cemento armato viene eseguita a SLU e SLE. La pressoflessione è verificata a SLU con i diagrammi costitutivi parabola-rettangolo (cls) e bilatero (acciaio) [NTC18 4.1.2.1.2]. La resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti è verificata a SLU [NTC08 4.1.2.3.5]. A SLE si verifica lo stato limite di apertura delle fessure [NTC18 4.1.2.2.4], e la tensione massima nei materiali [NTC18 4.1.2.3.5]. Le verifiche strutturali sono condotte ai sensi del D.M. 17/01/2018 applicando i coefficienti di sicurezza parziali alle resistenze e alle azioni secondo l'Approccio 2.

Le verifiche principali sono la verifica a flessione e taglio e sono state condotte in automatico dal software IS MURI, per ogni combinazione di carico prevista da normativa in condizioni sismiche.

Le sezioni più sollecitate sono le sezioni di innesto tra fusto e fondazioni, in corrispondenza delle quali si verifica il momento massimo e il taglio massimo in fondazione.

Di seguito vengono riportate le verifiche allo SLU per i casi di carico considerati.

▪ SEZIONE TIPO 1

Le verifiche sono state condotte disponendo un'armatura lungo il fusto in corrispondenza della sezione d'innesto di 5 Φ 14 al metro, oltre ai ferri di ripresa dell'elevazione costituiti da 5 Φ 14. La platea di fondazione è armata con 5 Φ 14 al metro.

Tabella: Verifica a flessione paramento muro

CASO	Msd [kN*m]	Mrd [kN*m]	Fs
1 SLU_STR	32.22	98.63	3.06
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	26.46	97.58	3.69
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	26.76	97.62	3.65
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Tabella: Verifica a taglio paramento muro

CASO	Vsd [kN]	Vrd [kN]	Fs
1 SLU_STR	39.90	142.51	3.57
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	32.25	142.51	4.42
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	32.62	142.51	4.37
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Tabella: Verifica a flessione fondazione muro

CASO	Msd [kN*m]	Mrd [kN*m]	Fs
1 SLU_STR	23.89	113.88	4.77
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	19.59	113.20	5.78
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	19.81	113.23	5.71
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Tabella: Verifica a taglio fondazione muro

CASO	Vsd [kN]	Vrd [kN]	Fs
1 SLU_STR	46.12	156.13	3.39
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	37.02	156.13	4.22
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	37.45	156.13	4.17

7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio

Verifica dente [SLU_STR]

- Momento agente: 12.25 kN*m
- Momento resistente: 70.53 kN*m
- Verificato: $f_s = 5.755$

Verifica dente [SLU_STR_SISMA SU]

- Momento agente: 9.13 kN*m
- Momento resistente: 70.53 kN*m
 - Verificato: $f_s = 7.72$

Verifica dente [SLU_STR_SISMA GIU]

- Momento agente: 92.37 kN*m
- Momento resistente: 70.53 kN*m
- Verificato: $f_s = 7.636$

Il muro in esame risulta verificato allo stato limite ultimo.

▪ SEZIONE TIPO 2

Le verifiche sono state condotte disponendo un'armatura lungo il fusto in corrispondenza della sezione d'innesto di 5 $\Phi 14$ al metro, oltre ai ferri di ripresa dell'elevazione costituiti da 5 $\Phi 14$. La platea di fondazione è armata con 5 $\Phi 14$ al metro.

Tabella: Verifica a flessione paramento muro

CASO	Msd [kN*m]	Mrd [kN*m]	Fs
1 SLU_STR	12.63	97.86	4.52
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	17.88	97.03	5.42
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	18.08	97.06	5.37
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Tabella: Verifica a taglio paramento muro

CASO	Vsd [kN]	Vrd [kN]	Fs
1 SLU_STR	30.83	142.51	4.62
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	25.07	142.51	5.68
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	25.35	142.51	5.62

7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio

Tabella: Verifica a flessione fondazione muro

CASO	Msd [kN*m]	Mrd [kN*m]	Fs
1 SLU_STR	16.19	113.41	7
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	13.34	112.84	8.46
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	13.48	112.87	8.37
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Tabella: Verifica a taglio fondazione muro

CASO	Vsd [kN]	Vrd [kN]	Fs
1 SLU_STR	37.23	156.13	4.19
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	30.03	156.13	5.2
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	30.37	156.13	5.14
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Verifica dente [SLU_STR]

- Momento agente: 11.91 kN*m
- Momento resistente: 70.53 kN*m
- Verificato: fs = 5.919

Verifica dente [SLU_STR_SISMA SU]

Momento agente: 89.64 kN*m

- Momento resistente: 70.53 kN*m
- Verificato: fs = 7.86

Verifica dente [SLU_STR_SISMA GIU]

- Momento agente: 90.16 kN*m
- Momento resistente: 70.53 kN*m
- Verificato: fs = 7.78

Il muro in esame risulta verificato allo stato limite ultimo.

▪ SEZIONE TIPO 3

Le verifiche sono state condotte disponendo un'armatura lungo il fusto in corrispondenza della sezione d'innesto di 5 Φ 14 al metro, oltre ai ferri di ripresa dell'elevazione costituiti da 5 Φ 14. La platea di fondazione è armata con 5 Φ 14 al metro.

Tabella: Verifica a flessione paramento muro

CASO	Msd [kN*m]	Mrd [kN*m]	Fs
1 SLU_STR	8.68	79.65	9.17
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	7.04	79.22	11.24
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	7.12	79.19	11.12
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Tabella: Verifica a taglio paramento muro

CASO	Vsd [kN]	Vrd [kN]	Fs
1 SLU_STR	15.96	128.53	8.05
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	12.82	128.53	10.02
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	12.97	128.53	9.91
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Tabella: Verifica a flessione fondazione muro

CASO	Msd [kN*m]	Mrd [kN*m]	Fs
1 SLU_STR	4.87	94.88	19.47
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	3.95	94.71	23.92
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	4.01	94.72	23.66
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Tabella: Verifica a taglio fondazione muro

CASO	Vsd [kN]	Vrd [kN]	Fs
1 SLU_STR	22.16	142.51	6.43
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	17.68	142.51	8.06
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	17.88	142.51	7.97

7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio

Verifica dente [SLU_STR]

- Momento agente: 5.14 kN*m
- Momento resistente: 50.55 kN*m
- Verificato: $f_s = 9.81$

Verifica dente [SLU_STR_SISMA SU]

- Momento agente: 3.88 kN*m
- Momento resistente: 50.55 kN*m
 - Verificato: $f_s = 13$

Verifica dente [SLU_STR_SISMA GIU]

- Momento agente: 3.93 kN*m
- Momento resistente: 50.55 kN*m
- Verificato: $f_s = 12.86$

Il muro in esame risulta verificato allo stato limite ultimo.

▪ SEZIONE TIPO 4

Le verifiche sono state condotte disponendo un'armatura lungo il fusto in corrispondenza della sezione d'innesto di 5 $\Phi 14$ al metro, oltre ai ferri di ripresa dell'elevazione costituiti da 5 $\Phi 14$. La platea di fondazione è armata con 5 $\Phi 14$ al metro.

Tabella: Verifica a flessione paramento muro

CASO	Msd [kN*m]	Mrd [kN*m]	Fs
1 SLU_STR	19.30	97.51	5.05
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	15.80	96.75	6.12
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	15.98	96.78	6.05
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Tabella: Verifica a taglio paramento muro

CASO	Vsd [kN]	Vrd [kN]	Fs
1 SLU_STR	28.31	142.51	5.03
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	22.90	142.51	6.22
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	23.16	142.51	6.15

7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio

Tabella: Verifica a flessione fondazione muro

CASO	Msd [kN*m]	Mrd [kN*m]	Fs
1 SLU_STR	13.15	112.85	8.58
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	10.74	112.40	10.46
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	10.86	112.41	10.35
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Tabella: Verifica a taglio fondazione muro

CASO	Vsd [kN]	Vrd [kN]	Fs
1 SLU_STR	35.17	156.13	4.44
2 SLU_EQU	per verifiche geotecniche		
3 SLU_STR_SISMA SU	28.26	156.13	5.52
4 SLU_GEO_SISMA SU	per verifiche geotecniche		
5 SLU_EQU_SISMA SU	per equilibrio		
6 SLU_STR_SISMA GIU	28.58	156.13	5.46
7 SLU_GEO_SISMA GIU	per verifiche geotecniche		
8 SLU_EQU_SISMA GIU	per equilibrio		

Verifica dente [SLU_STR]

- Momento agente: 11.33 kN*m
- Momento resistente: 70.53 kN*m
- Verificato: fs = 6.22

Verifica dente [SLU_STR_SISMA SU]

- Momento agente: 3.88 kN*m
- Momento resistente: 50.55 kN*m
 - Verificato: fs = 13

Verifica dente [SLU_STR_SISMA GIU]

- Momento agente: 8.65 kN*m
- Momento resistente: 70.53 kN*m
- Verificato: fs = 8.14

Il muro in esame risulta verificato allo stato limite ultimo.

Avendo eseguito tutte le verifiche necessarie per il dimensionamento allo stato limite ultimo del muro in progetto, si analizzano nel seguito le condizioni di esercizio.

▪ **SEZIONE TIPO 1**

In accordo con quanto riportato all'interno della normativa per la verifica agli SLE si procederà a valutare lo stato tensionale d'esercizio e l'apertura delle fessure.

Si verifica in particolar modo che:

- $\sigma_{c,max} \leq 0,6 * f_{ck} = 0.6 * 25 = 15.00 \text{ N/mm}^2$ per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} \leq 0,45 * f_{ck} = 0.45 * 25 = 11.25 \text{ N/mm}^2$ per combinazione quasi permanente;
- $\sigma_{s,max} \leq 0,8 * f_{yk} = 0.8 * 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ per combinazione caratteristica;
- Apertura delle fessure $< w_3 = 0.4 \text{ mm}$ per combinazione frequente;
- Apertura delle fessure $< w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per combinazione quasi permanente.

Tabella: Riepilogo verifiche a SLE

CASO	σ_{CLS} [N/mm ²]	$\sigma_{ACCIAIO}$ [N/mm ²]	Fessure [mm]
9 SLE_CARATTERISTICA	2.38	99.6	Verifica non prevista
10 SLE_FREQUENTE	Verifica non prevista	Verifica non prevista	0.17
11 SLE_Q.PERMANENTE	2.38	Verifica non prevista	0.17

Il muro in esame risulta verificato allo stato limite di esercizio.

▪ **SEZIONE TIPO 2**

In accordo con quanto riportato all'interno della normativa per la verifica agli SLE si procederà a valutare lo stato tensionale d'esercizio e l'apertura delle fessure.

Si verifica in particolar modo che:

- $\sigma_{c,max} \leq 0,6 * f_{ck} = 0.6 * 25 = 15.00 \text{ N/mm}^2$ per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} \leq 0,45 * f_{ck} = 0.45 * 25 = 11.25 \text{ N/mm}^2$ per combinazione quasi permanente;
- $\sigma_{s,max} \leq 0,8 * f_{yk} = 0.8 * 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ per combinazione caratteristica;
- Apertura delle fessure $< w_3 = 0.4 \text{ mm}$ per combinazione frequente;
- Apertura delle fessure $< w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per combinazione quasi permanente.

Tabella: Riepilogo verifiche a SLE

CASO	σ_{CLS} [N/mm ²]	$\sigma_{ACCIAIO}$ [N/mm ²]	Fessure [mm]
9 SLE_CARATTERISTICA	1.6	63.9	Verifica non prevista
10 SLE_FREQUENTE	Verifica non prevista	Verifica non prevista	0.108
11 SLE_Q.PERMANENTE	2.6	Verifica non prevista	0.108

Il muro in esame risulta verificato allo stato limite di esercizio.

▪ **SEZIONE TIPO 3**

In accordo con quanto riportato all'interno della normativa per la verifica agli SLE si procederà a valutare lo stato tensionale d'esercizio e l'apertura delle fessure.

Si verifica in particolar modo che:

- $\sigma_{c,max} \leq 0,6 * f_{ck} = 0.6 * 25 = 15.00 \text{ N/mm}^2$ per combinazione caratteristica;

- $\sigma_{c,max} \leq 0,45 * f_{ck} = 0.45 * 25 = 11.25 \text{ N/mm}^2$ per combinazione quasi permanente;
- $\sigma_{s,max} \leq 0,8 * f_{yk} = 0.8 * 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ per combinazione caratteristica;
- Apertura delle fessure $< w_3 = 0.4 \text{ mm}$ per combinazione frequente;
- Apertura delle fessure $< w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per combinazione quasi permanente.

Tabella: Riepilogo verifiche a SLE

CASO	σ_{CLS} [N/mm ²]	$\sigma_{ACCIAIO}$ [N/mm ²]	Fessure [mm]
9 SLE_CARATTERISTICA	0.86	28.95	Verifica non prevista
10 SLE_FREQUENTE	Verifica non prevista	Verifica non prevista	0.041
11 SLE_Q.PERMANENTE	0.86	Verifica non prevista	0.041

Il muro in esame risulta verificato allo stato limite di esercizio.

▪ SEZIONE TIPO 4

In accordo con quanto riportato all'interno della normativa per la verifica agli SLE si procederà a valutare lo stato tensionale d'esercizio e l'apertura delle fessure.

Si verifica in particolar modo che:

- $\sigma_{c,max} \leq 0,6 * f_{ck} = 0.6 * 25 = 15.00 \text{ N/mm}^2$ per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} \leq 0,45 * f_{ck} = 0.45 * 25 = 11.25 \text{ N/mm}^2$ per combinazione quasi permanente;
- $\sigma_{s,max} \leq 0,8 * f_{yk} = 0.8 * 450 = 360 \text{ N/mm}^2$ per combinazione caratteristica;
- Apertura delle fessure $< w_3 = 0.4 \text{ mm}$ per combinazione frequente;
- Apertura delle fessure $< w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per combinazione quasi permanente.

Tabella: Riepilogo verifiche a SLE

CASO	σ_{CLS} [N/mm ²]	$\sigma_{ACCIAIO}$ [N/mm ²]	Fessure [mm]
9 SLE_CARATTERISTICA	1.43	56.86	Verifica non prevista
10 SLE_FREQUENTE	Verifica non prevista	Verifica non prevista	0.096
11 SLE_Q.PERMANENTE	1.43	Verifica non prevista	0.096

Il muro in esame risulta verificato allo stato limite di esercizio.

8. DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO E STRUTTURALE CORDOLO SU MICROPALI

È prevista la realizzazione di una berlinese in micropali a sostegno della carreggiata stradale, lato valle, compresa tra le sezioni 8 e 13. Tale opera è necessaria al fine di stabilizzare il tratto viario di via dei Templi, a seguito dell'ampliamento della sede stradale in progetto.

L'opera di sostegno, di carattere definitivo, è costituita da una berlinese in micropali disposti a quinconce in cui gli elementi verticali hanno un diametro di 220 mm di perforazione, armati con tubolare in acciaio 139.7x8.8 mm iniettati a gravità (IGU), della lunghezza di 6.00 m. Gli elementi inclinati (di circa 25° rispetto alla verticale), hanno un diametro di 140 mm di perforazione, armati con tubolare in acciaio 88.9x7.1 mm iniettati a gravità (IGU), della lunghezza di 6.00 m.

I micropali saranno collegati in testa da una trave di coronamento in c.a. delle dimensioni 100x60 cm.

Di seguito verranno illustrate le verifiche svolte ai sensi del D.M. 17/01/2018, in condizioni sismiche.

I calcoli sono stati eseguiti con l'ausilio del software Paratie 2019 nel seguito presentato.

Per quanto concerne i materiali, si adotteranno le seguenti prescrizioni:

- calcestruzzo per rivestimento e cordolo sommitale → classe C25/30, Rck 35 N/mm²
- acciaio per calcestruzzo armato B450C → $f_{yd} = 450 \text{ N/mm}^2 = 450 \text{ MPa}$
- acciaio per tubolari S355 → $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$

8.1. PRESENTAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Per il dimensionamento dell'opera in oggetto si è utilizzato il software "Paratie 2019" distribuito da Harpaceas, Milano.

Il codice fornisce una simulazione numerica ad elementi finiti restituendo il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

La schematizzazione in elementi finiti avviene secondo il seguente schema logico:

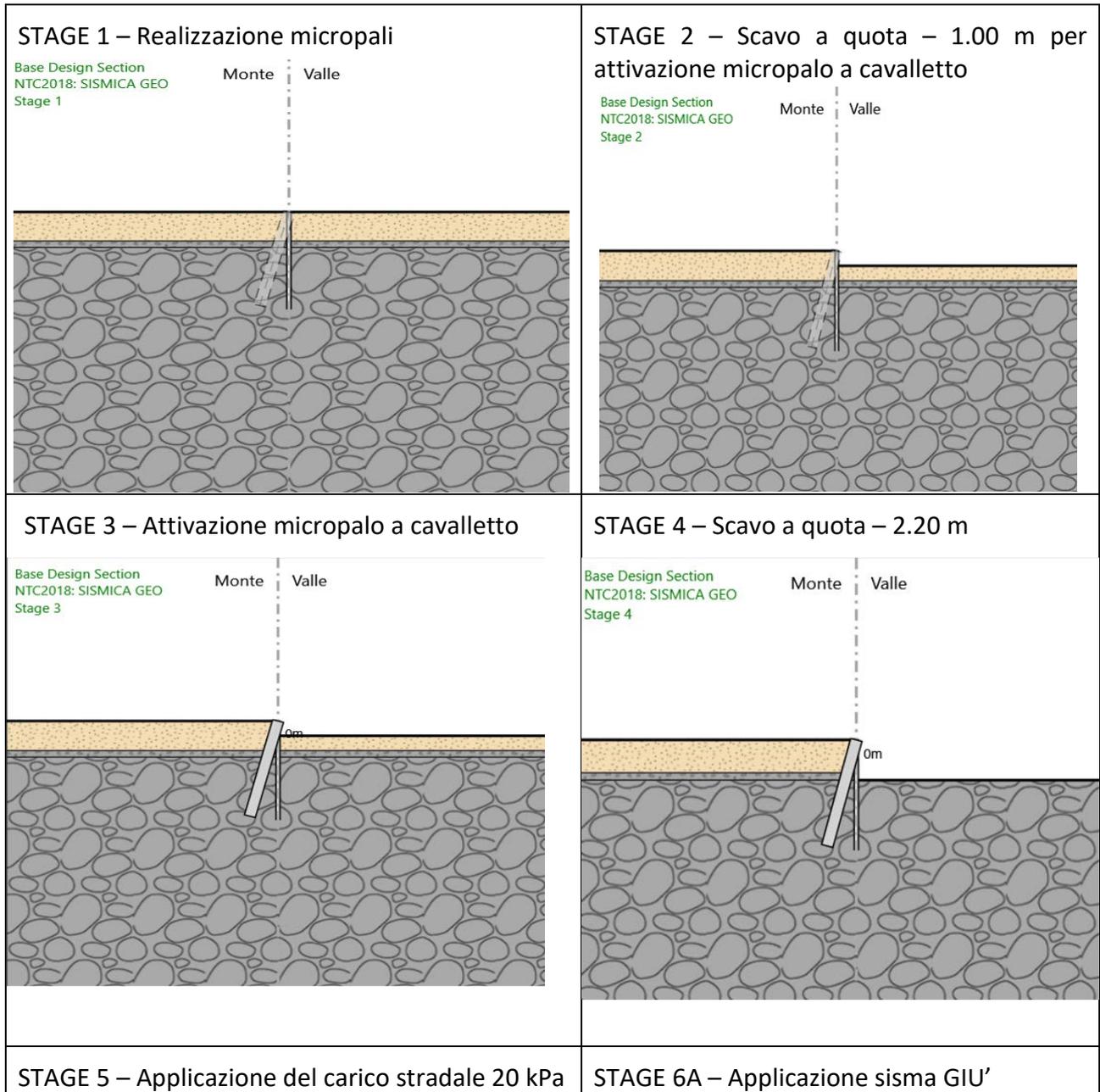
- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

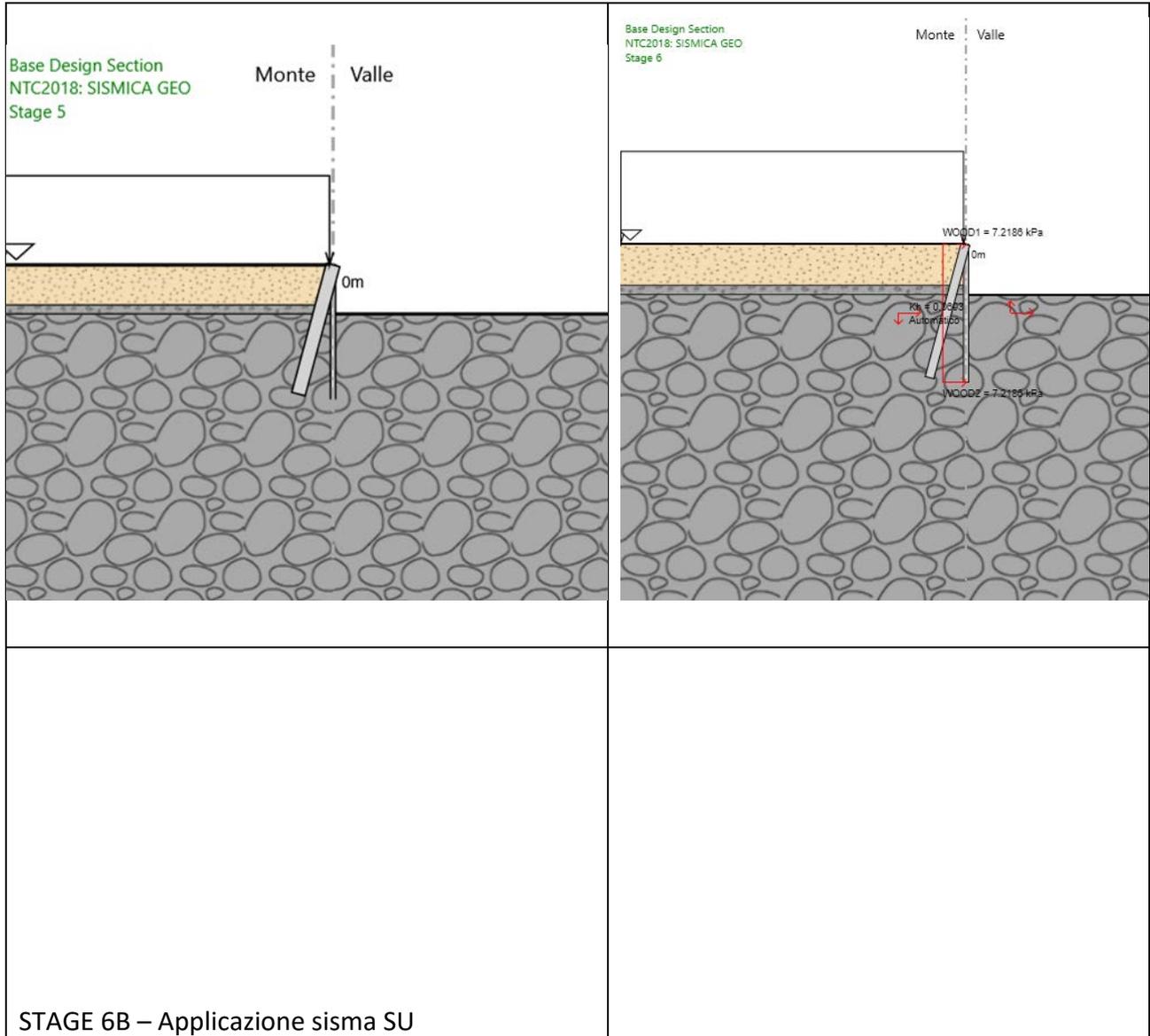
Nelle recenti versioni, il programma automaticamente effettua le verifiche sia strutturali che geotecniche applicando le combinazioni di calcolo imposte dalla NTC 2018.

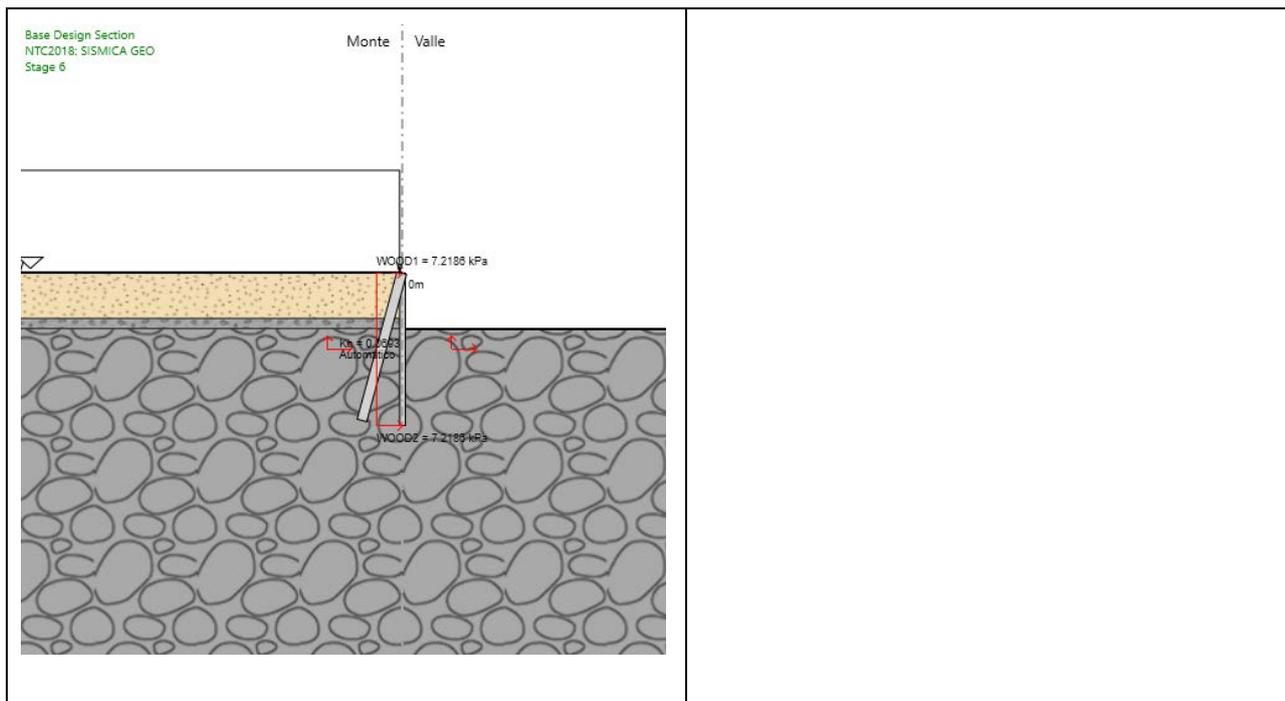
8.2. MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

Il modello geotecnico che è stato adottato per effettuare le verifiche di stabilità della porzione di carreggiata stradale sostenuta dalla berlinese in micropali costituisce una schematizzazione a favore di sicurezza del reale problema geotecnico. Dalle analisi di stabilità globale che coinvolgono il terreno e le opere in progetto, riportate nei paragrafi seguenti, non intervenendo direttamente sulla scarpata di valle, l'unico evento possibile a seguito della realizzazione delle opere è quello di un cedimento del terreno a valle della berlinese. Tale condizione implica necessariamente l'attivazione di un comportamento a paratia della struttura di sostegno in progetto che viene simulato mediante stage di scavo.

Il codice di calcolo presentato permette di analizzare più stage di calcolo in relazione agli step di scavo (che in questo caso si riferiscono ad un cedimento di valle, come asserito precedentemente) ed all'eventuale installazione di sistemi di ancoraggio. Nel caso in esame, trattandosi di una paratia a quinconce, si individuano 6 stage di calcolo, brevemente presentati di seguito.







La stratigrafia e i parametri geotecnici sono quelli presentati nei paragrafi precedenti, mentre il livello di falda è stato considerato influente con le opere in progetto.

8.3. VERIFICHE GEOTECNICHE

Gli stati limite ultimi di carattere geotecnico (SLU GEO) che coinvolgono l'opera in progetto sono essenzialmente:

- Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera;
- Sfilamento di uno o più ancoraggi;
- Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

Gli stati limite di carattere idraulico non vengono contemplati in quanto la falda, si posiziona a quote inferiori.

Le altre verifiche previste ai sensi del §6.5.3.1.2 sono previste per paratie dotate di sistemi di ancoraggio e quindi non significative per il caso in esame.

8.3.1 COLLASSO PER ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO DELL'OPERA

L'analisi FEM, condotta con il software utilizzato consente di tener conto dell'interazione terreno-struttura. Nel caso delle paratie questa interazione è fondamentale, in quanto il regime di spinta mobilitato è direttamente dettato dagli spostamenti dell'opera stessa. Questo significa che spostamenti da monte verso valle mobilitano un regime di spinta a monte variabile con la profondità dallo stato a riposo allo stato limite attivo, mentre a valle il regime di spinta è variabile con la profondità dallo stato a riposo allo stato limite passivo. Più la paratia resta ferma più il regime di spinte è prossimo allo stato a riposo.

Questa peculiarità è possibile con una metodologia di calcolo FEM mediante il metodo della pressione dipendente, aspetto che viene automaticamente tenuto in conto nell'analisi. Pertanto la convergenza del modello FEM in ogni stage di calcolo verifica la stabilità della paratia restituendo come out-put i parametri per il dimensionamento strutturale dei singoli elementi che compongono l'opera di sostegno.

Per semplicità di lettura, oltre a fornire gli output del codice di calcolo, nel seguito si riassumono i risultati ottenuti da Paratie Plus in termini di fattori di sicurezza per lo stage 6 che rappresenta la condizione di normale esercizio a seguito dell'avvenuto soil slip a valle della paratia.

STAGE	COMBINAZIONE DI CARICO	Fpassiva/efficace
6	A1+M1+R1	32.96
	A2+M2+R2	20.75
	SISMICO	28.93

Dalla tabella sovrastante appare evidente come la paratia in oggetto sia verificata nei confronti del rapporto di mobilitazione tra spinta mobilitata e spinta attiva.

8.3.2 SFILAMENTO DI UNO O PIU' ANCORAGGI

I parametri dei terreni sono quelli indicati nel paragrafo 3, mentre per la resistenza allo sfilamento degli ancoraggi si è fatto riferimento alla teoria di Bustamante e Doix che prevede come dato di dimensionamento il parametro q_s "resistenza di attrito". Non avendo dati specifici a riguardo, il parametro può essere stimato sulla base dei grafici degli autori in funzione del valore di N_{spt} . A favore di sicurezza, essendo i valori di N_{spt} ottenuti da prove in campo, poco indicativi della zona superficiale del terreno e tenendo conto del grado di incertezza, si è assunto un valore cautelativo pari a 0.20 MPa, ipotizzando che il substrato roccioso in cui i cavaletti verranno posati in opera sia fortemente fratturato.

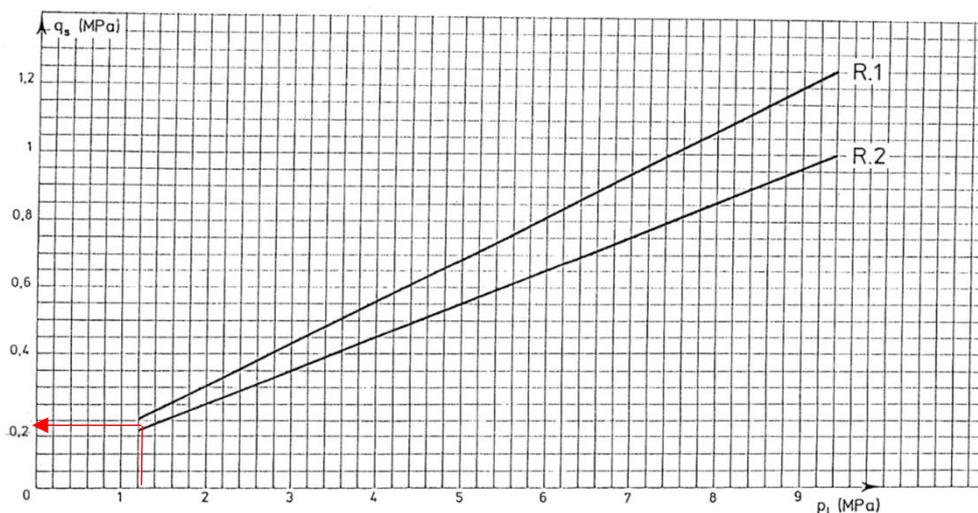


Fig. 19. — Abaques pour le calcul de q_s pour le rocher altéré et fragmenté.

Figura: Grafico di Bustamante-Doix per rocce frammentate e alterate

In accordo con la normativa (D.M. 14/01/2008 e Circolare n. 617), punto 6.5.3.1.2, sono state svolte le verifiche agli stati limite ultimi SLU significative per l'opera in progetto utilizzando l'approccio di progetto 1 caratterizzato da:

- combinazione 1: (A1+M1+R1);
- combinazione 2: (A2+M2+R1);

Per quanto riguarda la verifica a sfilamento dei tiranti di ancoraggio viene eseguita in automatico la verifica a sfilamento (TSF GEO) in relazione al parametro di aderenza utilizzato, che rappresenta il rapporto tra la reazione vincolare e l'azione resistente a meno dei coefficienti da normativa. Nella tabella seguente si riportano, per la combinazione di verifica a SLU più gravosa, l'involuppo dei valori massimi di sollecitazione riscontrati (con indicazione dello stage in cui si verifica tale condizione) e quindi il tasso di sfruttamento espresso come inverso del fattore di sicurezza allo sfilamento.

Tabella: Verifiche GEO sfilamento

STAGE	COMBINAZIONE DI CARICO	Sollecitazione max [kN]	Resistenza GEO [kN]	TSF GEO
6	A1+M1+R1	135.64	178.89	0.75
	A2+M2+R1	117.89	178.89	0.65
	SISMICO	121.51	178.89	0.67

Dalla tabella sovrastante appare evidente come i cavalletti risultino verificati a sfilamento.

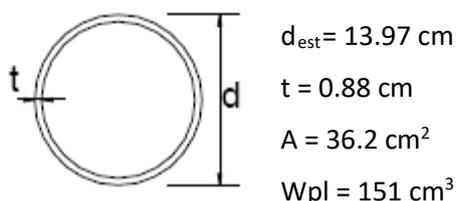
8.4. VERIFICHE STRUTTURALI

Non essendo presenti ancoraggi o altri sistemi di contenimento, le verifiche strutturali sono effettuate esclusivamente su gli elementi costituenti la paratia e pertanto sui micropali.

- ELEMENTI VERTICALI

I singoli micropali, di lunghezza pari a 6 m, sono posti ad interasse costante pari a 0.70 m.

L'armatura è costituita da un profilato tubolare S355 con:



Le caratteristiche del materiale sono riassunte di seguito:

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{ytk} = 510 \text{ MPa}$$

Nelle seguenti tabelle si riportano, per ogni combinazione a SLU, i valori massimi di sollecitazioni di flessione e taglio determinati e il corrispondente TSF STR, verificando che questo sia sempre inferiore all'unità.

Tabella: Verifiche elementi strutturali - Momento

STAGE	COMBINAZIONE DI CARICO	Mmax [kNm/m]	Mres [kNm/m]	TSF flessione
6	A1+M1+R1	11.12	67.10	0.165
	A2+M2+R1	10.39	67.10	0.154
	SISMICO	9.63	67.10	0.143

Tabella: Verifiche elementi strutturali - Taglio

STAGE	COMBINAZIONE DI CARICO	Tmax [kN/m]	Tres [kN/m]	TSF taglio
6	A1+M1+R1	24.49	587.61	0.04
	A2+M2+R1	22.54	587.61	0.03

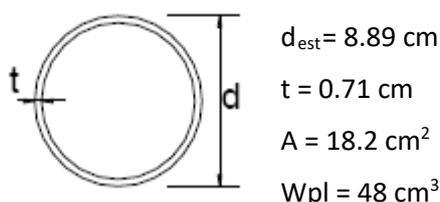
	SISMICO	21.67	587.61	0.03
--	---------	-------	--------	------

Il software esegue in automatico le verifiche strutturali della sezione del micropalo determinando inizialmente le sollecitazioni di momento e taglio al metro lineare di paratia. La verifica (sia a flessione che a taglio) è espressa come rapporto tra la sollecitazione massima applicata e la corrispondente resistenza (momento e taglio).

- ELEMENTI INCLINATI (CAVALLETTO)

I singoli micropali, di lunghezza pari a 6 m, sono posti ad interasse costante pari a 2.10 m.

L'armatura è costituita da un profilato tubolare S355 con:



Le caratteristiche del materiale sono riassunte di seguito:

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{ytk} = 510 \text{ MPa}$$

Nelle seguenti tabelle si riportano, per ogni combinazione a SLU, i valori massimi di sollecitazioni di taglio determinati e il corrispondente TSF STR, verificando che questo sia sempre inferiore all'unità.

Tabella: Verifiche elementi strutturali - Taglio

STAGE	COMBINAZIONE DI CARICO	Tmax [kN/m]	Tres [kN/m]	TSF taglio
6	A1+M1+R1	135.64	561.83	0.2
	A2+M2+R1	117.89	561.83	0.2
	SISMICO	121.51	561.83	0.2

Il software esegue in automatico le verifiche strutturali della sezione del cavalletto determinando inizialmente le sollecitazioni di taglio al metro lineare di paratia. La verifica è espressa come rapporto tra la sollecitazione massima applicata e la corrispondente resistenza.

Dalle tabelle sovrastanti si evince come la sezione della paratia e del cavalletto siano verificate strutturalmente.

9. STABILITÀ GLOBALE

L'intervento in progetto è stato analizzato in termini di stabilità globale ai sensi del paragrafo 6.5.3.1.1 del D.M. 17/01/2018.

I parametri geotecnici dei terreni, sono stati assunti come parametri caratteristici (paragrafo 3) e le analisi sono state condotte secondo l'approccio 1 combinazione 2 in condizioni sismiche (dal D.M. 17/01/2018).

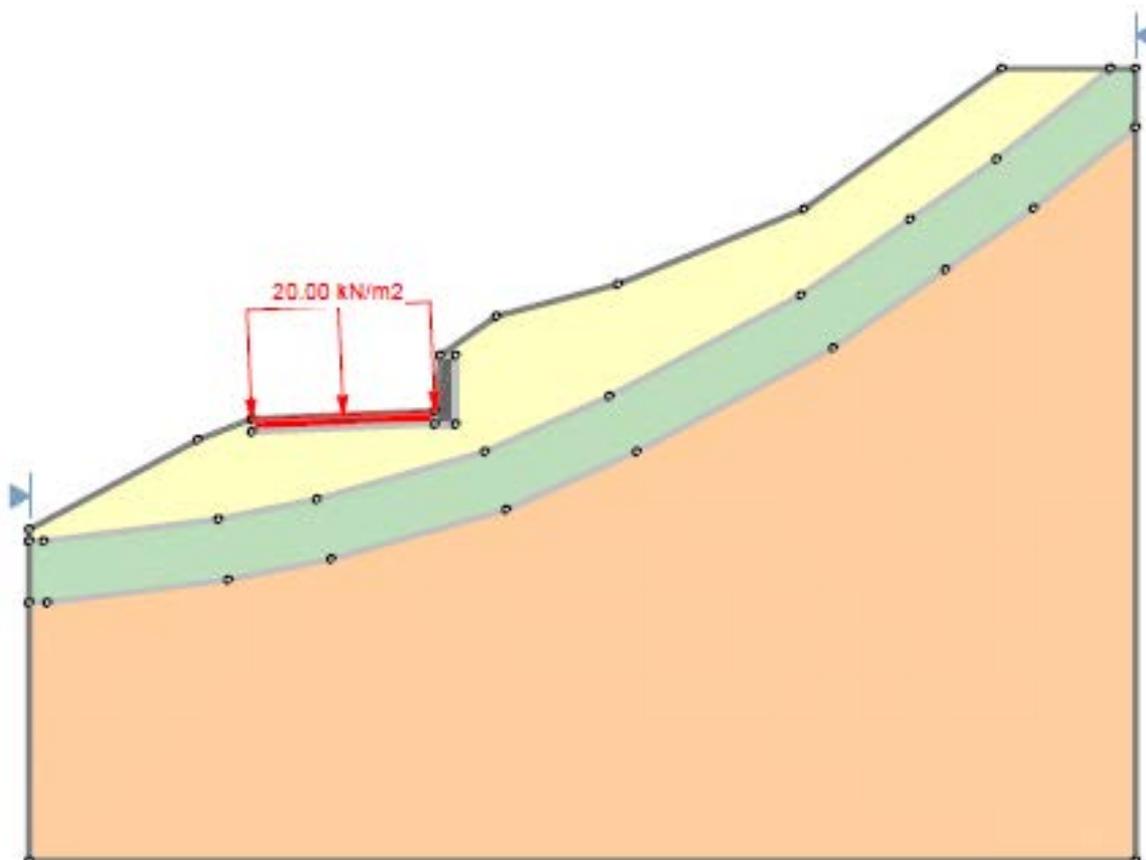
Nell'ambito dell'attività di progettazione è stato possibile ricostruire una sezione significativa sulla quale effettuare le verifiche di stabilità sulla base delle sezioni stratigrafiche di rilievo allegate alla relazione geologica.

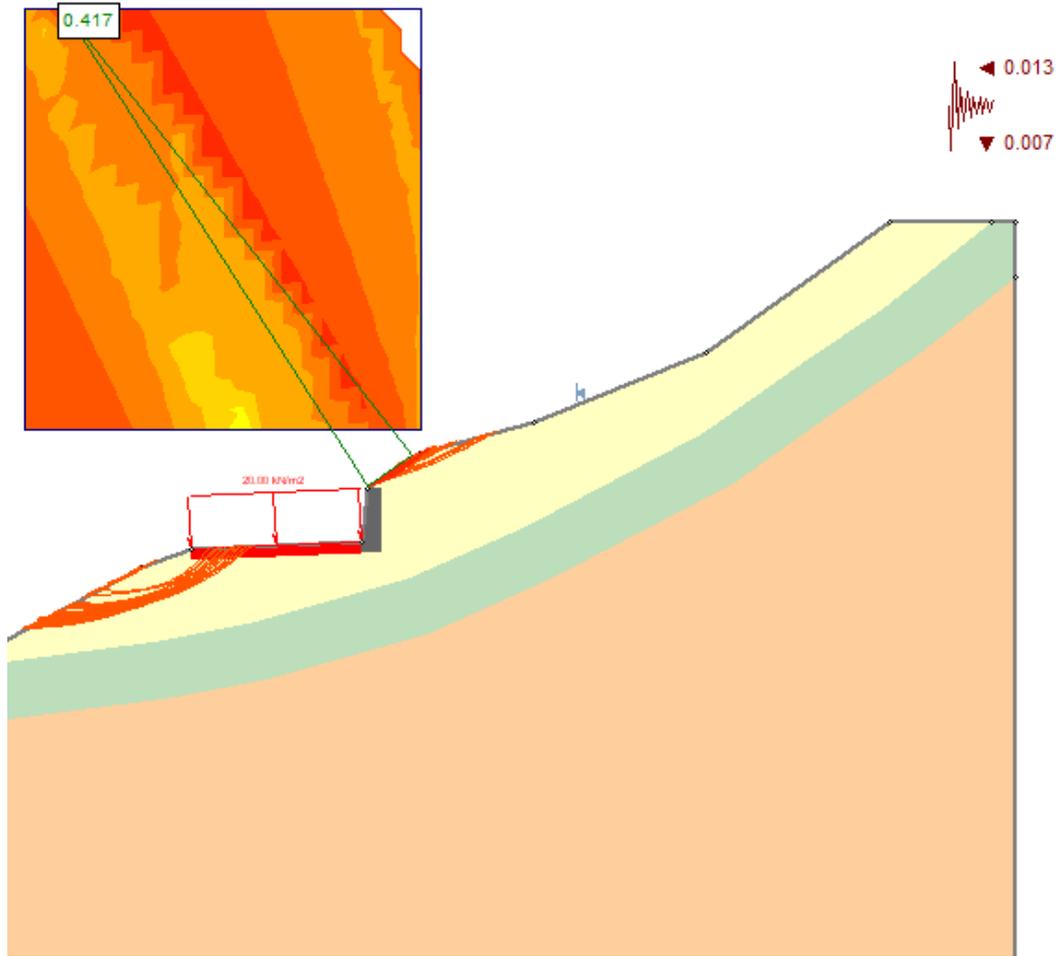
Di seguito viene riportato il modello di calcolo di riferimento.

Saranno analizzati i modelli geotecnici ante e post operam.

Considerando lo strato di terreno superficiale, le cui caratteristiche geotecniche sono riportate all'interno della relazione geologica, è stata effettuata un'analisi di stabilità globale dello stato di fatto, al fine di avere un'istantanea dei movimenti che interessano la carreggiata e poterne valutare le possibili soluzioni progettuali. Inoltre, tale approccio è stato adottato per verificare se, alla luce del comportamento reale ed empiricamente espresso dal pendio, sussistano condizioni di particolare instabilità.

- STATO DI FATTO





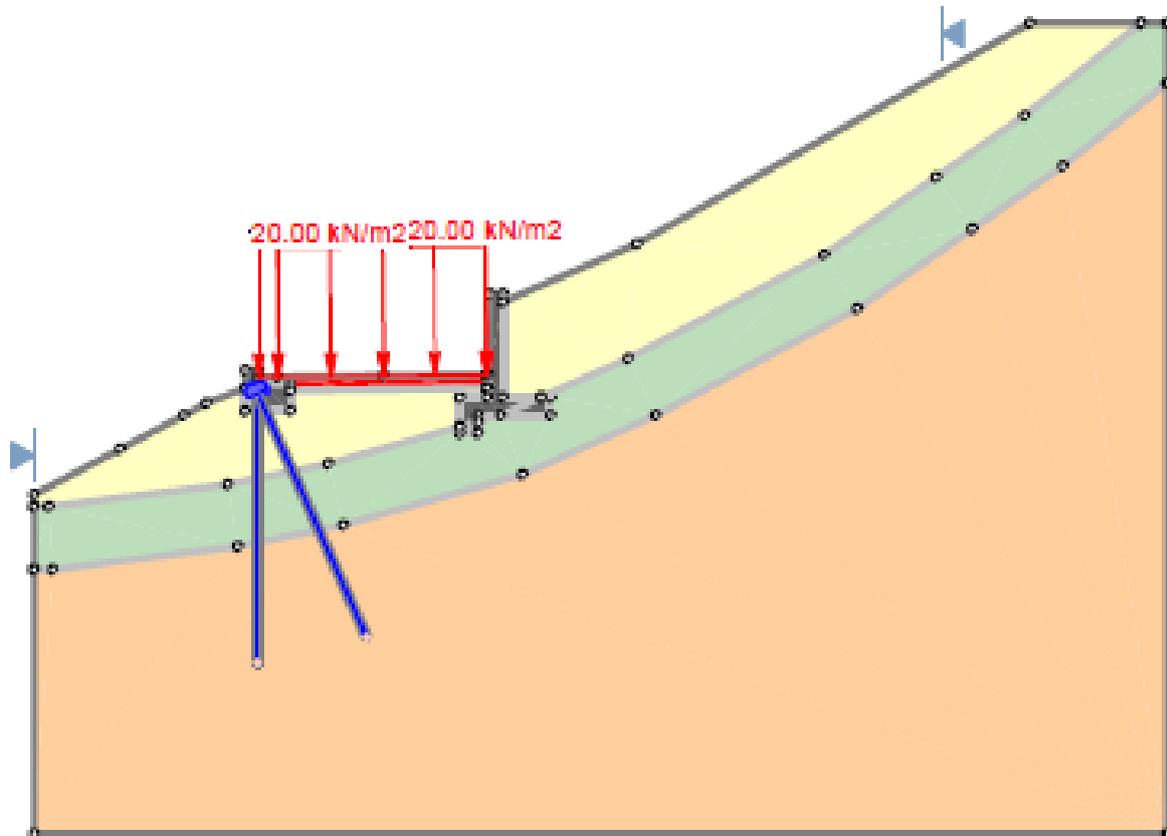
La situazione che si estrapola dal punto di vista modellistico, risulta abbastanza coerente con le valutazioni riscontrabili in loco.

A valle della carreggiata sono ben evidenti le superfici di rottura che stanno interessando il pendio. I possibili cinematismi tendono infatti ad intensificarsi nella parte centrale della carreggiata ed a produrre cedimenti differenziali che il passaggio veicolare, nel tempo, ha acuito.

A monte del muro di sostegno esistente, è possibile osservare come il modello presenti una serie di superfici di scivolamento che tendano a muoversi verso la carreggiata. A differenza delle evidenze empiriche relative alle superfici di scivolamento precedenti, in questo caso non sono stati rilevati movimenti di questa tipologia. Non è possibile escludere aprioristicamente che questi possano avvenire, ma è possibile asserire che, in una porzione di terreno che può essere stato rimaneggiato (anche durante l'edificazione del muretto esistente) ed in assenza di prove puntuali dirette sulla zona a monte della carreggiata, lo strato di terreno scadente ottenuto da modellazione geologica a valle, non sia esattamente lo stesso, dal punto di vista stratigrafico, di quello di monte.

Tuttavia nella stesura del presente elaborato, e nei modelli di calcolo applicati, verranno utilizzati i parametri geotecnici a favore di sicurezza, ossia quelli peggiori rilevati dalle indagini in campo.

- STATO DI PROGETTO



Il programma utilizzato svolge in automatico la verifica secondo il metodo Jambu semplificato, analizzando una serie di superfici di scivolamento ed evidenziando quella con fattore di sicurezza minore.

Il software utilizzato permette di inserire direttamente i micropali come elementi dotati di resistenza al taglio. Tale resistenza è calcolata secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 §4.2.4.1.2:

$$V_{cRd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

- A_v è l'area resistente a taglio che per sezioni circolari tubolari è pari a: $A_v = 2A/\pi$;
- γ_{M0} rappresenta il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature, che per l'acciaio di classe 1 è pari a 1.05.

Considerando:

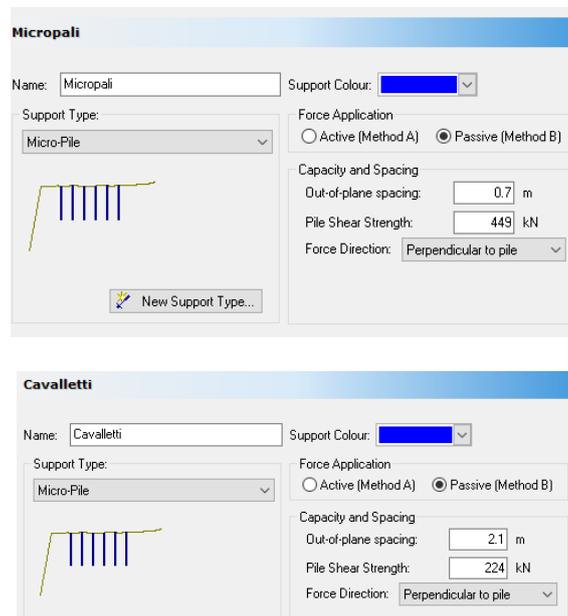
- $A_v = 23.04 \text{ cm}^2$ (PARATIA VERTICALE)
- $A_v = 11.52 \text{ cm}^2$ (SUPPORTO INCLINATO)
- $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$

Si ottiene:

$V_{cRd} \cong 449 \text{ kN}$ (PARATIA VERTICALE).

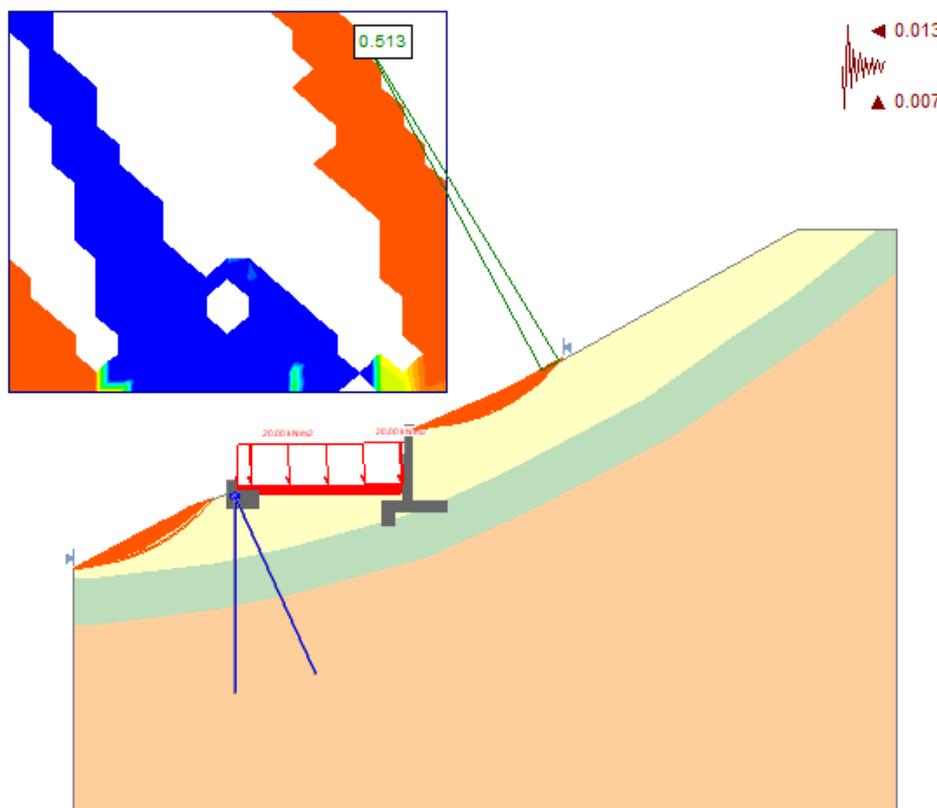
$V_{cRd} \cong 224 \text{ kN}$ (SUPPORTO INCLINATO).

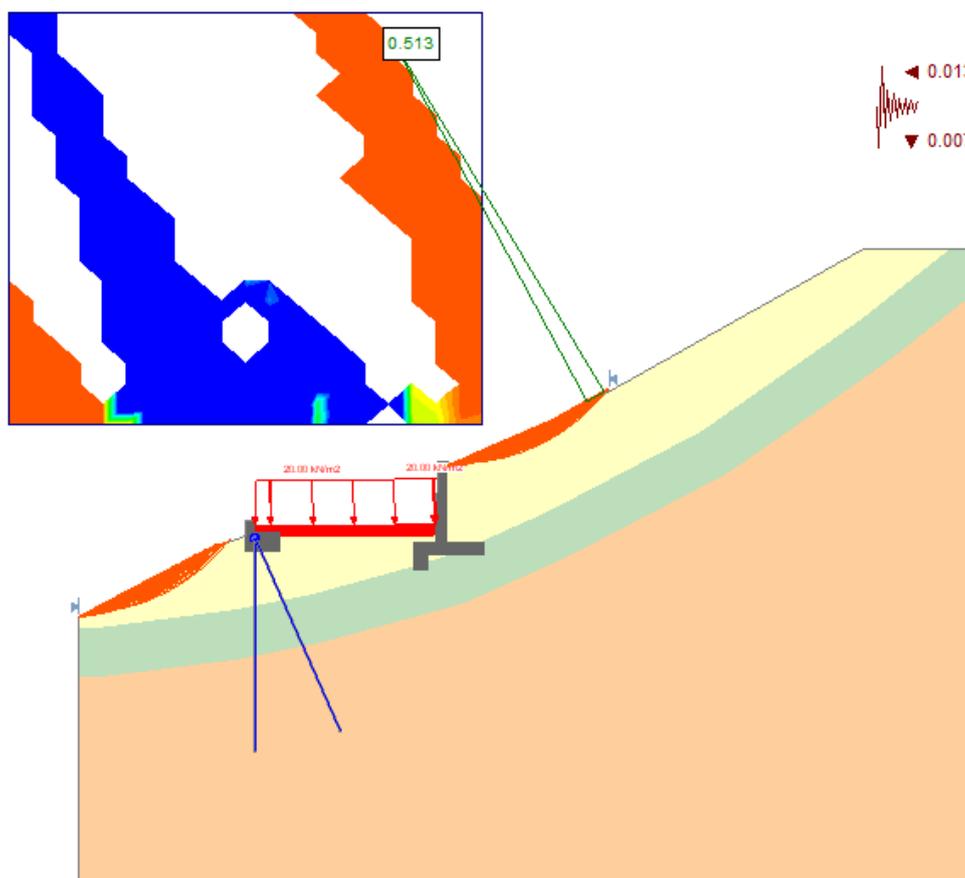
Il valore ottenuto è stato inserito nel modello di calcolo:



Il programma svolge in automatico la verifica secondo il metodo Bishop semplificato, analizzando una serie di superfici di scivolamento ed evidenziando quella con fattore di sicurezza minore.

I risultati ottenuti sono illustrati nel seguito:





È possibile osservare come le opere in progetto conferiscano stabilità alla zona in cui attualmente sono presenti i cedimenti differenziali (come evidenziato precedentemente) lungo la carreggiata stradale. Le superfici di scivolamento che nello studio ante operam interessavano il centro della carreggiata, a seguito delle lavorazioni si siano totalmente spostate a valle del manufatto.

Nel tratto a valle della carreggiata stradale, a fronte dei parametri geotecnici determinati, rimane una piccola porzione di terreno suscettibile ad un possibile cinematisma di scivolamento superficiale con interessamento di volumi di terreno limitati. La paratia non risulta coinvolta in cinematismi globali di rottura essendo immersata all'interno del substrato roccioso. Se si verificasse il soil slip a valle della paratia, il sistema si comporterebbe, dal punto di vista strutturale, come una berlinese a sbalzo, a conferma di quanto ipotizzato nella modellazione del cordolo su micropali (Cap. 8), la cui analisi di stabilità è stata trattata precedentemente.

A monte della carreggiata è presente una possibile movimentazione di materiale verso il tratto percorso dagli autoveicoli. Occorre tenere presente come, osservando la modellazione dello stato di fatto ante operam, la zona risulti già oggetto di fenomeni da scivolamento planare: una condizione che nella valutazione empirica della zona non è stata riscontrata, o è stata rilevata in maniera marginale.

Come asserito precedentemente, non si esclude aprioristicamente che questi fenomeni possano avvenire, ma si ritiene assai improbabile che vi siano dei cinematismi di entità rilevante proveniente dalla zona a monte della carreggiata.