

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI CUNEO



COMUNE DI GARESSIO



Unione Europea

*Finanziato dall'Unione europea -
NextGenerationEU*



*PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA PNRR - INVESTIMENTO 2.1.B MISSIONE 2
COMPONENTE 4 - FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA NEXGENERATIONEU*

**"MANUTENZIONE IDRAULICA DEL TORRENTE NEVA E
SISTEMAZIONE VERSANTE STRADA COMUNALE DI
ACCESSO ALLA FRAZIONE CERISOLA"**

CUP: I18H22000140001 CIG: 965778939B

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

3. RELAZIONE DI CALCOLO

Garessio, lì Novembre 2023

Redatto da:

ing. Alberto FERRERI



**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO**

A862

Dott. Ing. Alberto Ferreri

STUDIO TECNICO FERRERI - ing. Alberto FERRERI - Tel 0174 / 81109
Piazza Vittorio Veneto n°2 - Garessio - (CN)

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE OPERE

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA E RIFERIMENTI	5
2.1 NORMATIVE.....	5
2.2 SOFTWARE DI CALCOLO.....	5
3. MATERIALI	6
3.1 CALCESTRUZZO	6
3.1.1 Miscela cementizia/Boiacca per micropali.....	6
3.1.2 Muro in c.a.	6
3.1.3 Magrone.....	7
3.2 ACCIAIO.....	7
3.2.1 Acciaio ordinario per armatura	7
3.2.2 Acciaio per opere in carpenteria metallica (Piastre, Tubolari micropali).....	7
3.2.3 Acciaio armonico per tiranti.....	8
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO	9
4.1 ASSETTO LITOLOGICO	9
4.2 MODELLO GEOTECNICO/SISMICO	10
5. ANALISI DEI CARICHI	12
5.1 PESI PROPRI DEL TERRENO E STRUTTURALI	12
5.2 SPINTE DELLE TERRE.....	12
5.2.1 Coefficiente di spinta a riposo.....	13

5.2.2	Coefficiente di spinta attiva	13
5.2.3	Coefficiente di spinta passiva	14
5.3	SPINTA ATTIVA IN PRESENZA DI COESIONE	14
5.4	SOVRACCARICO PERMANENTE PER TERRENO A MONTE.....	14
5.5	SOVRACCARICO VEICOLARE	15
5.6	AZIONE SISMICA	15
6.	COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	19
6.1	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - SLU.....	23
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE.....	23
7.	CRITERI DI VERIFICA DELLA STABILITÀ GLOBALE.....	25
8.	OPERA IN PROGETTO: MURO IN C.A. TIRANTATO SU MICROPALI.....	29
8.1	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE	31
8.1.1	Descrizione del modello di calcolo.....	31
8.1.2	Inquadramento sismico locale.....	33
8.1.3	Risultati delle analisi.....	34
8.2	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE	35
8.2.1	Capacità portante assiale dei micropali.....	35
8.2.2	Capacità portante trasversale dei micropali.....	42
8.2.3	Calcolo e verifica strutturali del paramento del muro	43
8.2.4	Calcolo e verifica strutturali della zattera di fondazione del muro	45
8.2.5	Resistenza strutturale e allo sfilamento degli ancoraggi.....	46

1. PREMESSA

Nella presente relazione si riportano le verifiche geotecniche strutturali dell'opera di sostegno inerente alla progettazione definitiva esecutiva degli *"Interventi di sistemazione di movimenti franosi in Frazione Cerisola per il ripristino della viabilità"* presso il Comune di Garessio (CN).

In generale il progetto è riguardante l'insieme degli interventi di consolidamento di versante, finalizzati alla messa in sicurezza del tratto stradale locale afferente alla S.P. 582 e alle frazioni "Cerisola" del Comune di Garessio (CN), a seguito dei movimenti franosi verificatisi in concomitanza dell'evento alluvionale dell'autunno 2020.

Di seguito in figura l'ubicazione della zona in oggetto.



Figura 1 (tratta da relazione geologica) - Vista planimetrica del tratto stradale interessato con evidenza della traccia dell'area in frana

Il dissesto è legato alla dinamica del versante e sostanzialmente si identifica con lo scivolamento e l'erosione di materiale detritico, indotti dall'intensità eccezionale delle precipitazioni. A valle della strada di accesso alle frazioni comunali è presente un muro di sostegno in pietre che manifesta dei segni di cedimento a causa dei suddetti fenomeni. In corrispondenza della zona di frana, per un tratto esteso all'incirca 15 m, è dunque prevista l'esecuzione di un nuovo muro in c.a. fondato su micropali e tirantato, contro l'opera esistente, e la sistemazione di una rete metallica in aderenza sulla scarpata sottostante per la protezione antiersiva del terreno superficiale di coltre.

Sono oggetto del presente elaborato i calcoli di stabilità del pendio e del manufatto in c.a. posto a rinforzo strutturale dell'attuale muro in pietra.

Nei capitoli §§ 3 e 4 della relazione sono riportate, rispettivamente, le indicazioni progettuali relative ai materiali da costruzione e un inquadramento geotecnico riepilogativo dei suoli caratterizzanti l'area in esame. I capitoli §§ 5 e 6 descrivono, invece, le tipologie di carichi/azioni considerate nella progettazione con rispettive combinazioni di calcolo.

Infine, la relazione illustrerà i criteri e le scelte progettuali assunte in merito alle analisi e al calcolo delle strutture in progetto, ai fini del soddisfacimento delle verifiche geotecniche strutturali ottemperanti alle vigenti prescrizioni normative.

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

2.1 NORMATIVE

Ai fini della redazione del presente elaborato si è fatto riferimento alle seguenti normative e circolari:

- D.M. 17 gennaio 2018 – pubblicato nella G.U. n. 42 del 20/02/2018 Suppl. Ord.;
- Circolare 21/01/2019 n.7 – Istruzione per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- UNI EN 1992-1-1 dicembre 2014: "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici";
- UNI EN 1997-1 novembre 2013: "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1998-1 febbraio 2013: "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-5 novembre 2004: "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1.

2.2 SOFTWARE DI CALCOLO

Per i calcoli delle opere in esame si sono utilizzati i seguenti software:

- Slide 2 Modeler ver. 9.023 di Rocscience Inc.;
- Codici di calcolo interni (codici di calcolo in ambiente Excel e/o Visual Basic for Applications testati e verificati nel corso degli anni).

3. MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO

I calcestruzzi e/o le malte cementizie devono essere confezionati a prestazione garantita secondo quanto sotto specificato:

3.1.1 MISCELA CEMENTIZIA/BOIACCA PER MICROPALI

- Resistenza cilindrica caratteristica minima f_{ck} $\geq 25 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC2
- Contenuto minimo di cemento 280 kg/m^3
- Rapporto massimo acqua/cemento 0,55

3.1.2 MURO IN C.A.

- Classe di resistenza del calcestruzzo C30/37
- Classe di esposizione XC2
- Classe di consistenza S4
- Contenuto minimo di cemento 300 kg/m^3
- Rapporto massimo acqua/cemento 0,50
- Resistenza cubica caratteristica R_{ck} a 28 gg $\geq 37 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica f_{ck} a 28 gg $\geq 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione f_{cd} $17,40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice f_{ctd} $1,37 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità medio E_{cm} $32'800 \text{ N/mm}^2$

3.1.3 MAGRONE

- Classe di resistenza del calcestruzzo C12/15
- Classe di esposizione X0

3.2 ACCIAIO

3.2.1 ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURA

L'acciaio impiegato per calcestruzzo armato è di tipo B450C mediante barre ad aderenza migliorata, saldabili, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Tensione caratteristica di rottura f_{tk} $\geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} $\geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento minimo a rottura $A_{gt,k}$ $\geq 7,5 \%$
- Rapporto tensioni di rottura e di snervamento $1,15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1,35$
- Resistenza di calcolo f_{yd} $391,30 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità E_s $210'000 \text{ N/mm}^2$

3.2.2 ACCIAIO PER OPERE IN CARPENTERIA METALLICA (PIASTRE, TUBOLARI MICROPALI)

Per i profilati di armatura dei micropali è utilizzato un acciaio di tipo S275JR con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Tensione caratteristica di rottura f_{tk} $\geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} $\geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo f_{yd} $261,90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico E_s $210'000 \text{ N/mm}^2$

3.2.3 ACCIAIO ARMONICO PER TIRANTI

I cavi dei tiranti sono costituiti da trefoli in acciaio armonico stabilizzato del diametro di 0,6'' (15,2 mm) aventi:

- Tensione caratteristica di rottura f_{ptk} $\geq 1860 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{p(1)k}$
(all'1% di deformazione totale) $\geq 1670 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo $f_{p(1)d}$ $1452,17 \text{ N/mm}^2$

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

Le analisi e la modellazione geotecnica dei suoli costituenti l'area in esame sono state principalmente condotte sulla base dei dati e delle informazioni dedotte dall'inquadramento geologico del territorio, dalle indagini geognostiche svolte in situ (n° 1 verticale di sondaggio con prove STP in foro e stesa sismica a rifrazione con acquisizione MASW e HVSR), nonché da quanto constatato attraverso i sopralluoghi e i rilievi plano-altimetrici di superficie.

4.1 ASSETTO LITOLOGICO

Alla luce delle risultanze evidenziate dalla perforazione di sondaggio eseguita sulla strada in prossimità della zona franosa (fino a profondità di metri 14 dal piano), è emerso che i primi strati di terreno superficiali sono costituiti da materiale di riporto e da depositi detritici di matrice limosa. In particolare, sono presenti ghiaie limoso-sabbiose sino a circa -4 m e limi/limi argillosi nei successivi 3,5 m; da -8 a -12 m all'incirca, si è riscontrato uno spessore roccioso di quarzite ampiamente fratturata seguito da uno strato prevalentemente sabbioso-limoso di analoga origine quarzifica.

In corrispondenza della porzione di pendio interessata dagli interventi, la successione stratigrafica appare piuttosto complessa. Per il terreno detritico di ricoprimento, i valori medi dei parametri meccanici ricavati mediante note correlazioni geotecniche con le prove penetrometriche in foro sono i seguenti:

- peso dell'unità di volume $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 30 \div 32^\circ$

Quanto finora detto è relativo all'assetto litologico puntualmente riscontrato sulla verticale d'indagine, ma data la morfologia del versante, la stratigrafia può in generale sintetizzarsi come sovrapposizione di depositi detritici di spessore variabile al substrato roccioso quarzifico, il quale risulta peraltro affiorante in molte aree del versante.

Il pendio non è sede di falde idriche continue in funzione della sua acclività; l'eventuale presenza di falde sospese a carattere locale è subordinata ai settori in cui le caratteristiche morfologiche e stratigrafiche ne favoriscono la formazione, creando le condizioni perché vi sia sufficiente alimentazione idrica e spessore dei terreni di copertura.

4.2 MODELLO GEOTECNICO/SISMICO

Il calcolo geotecnico delle opere viene condotto sulla scorta delle informazioni disponibili dalle indagini, le quali costituiscono il riferimento più attendibile all'interno del volume di suolo significativo interferente con gli interventi in progetto, malgrado le notevoli eterogeneità nella successione stratigrafica dei terreni.

Così la sequenza litologica delle unità localmente riscontrate dal sondaggio è stata replicata nella modellazione del versante lungo tutta la sezione di calcolo, assegnando ai materiali valori dei parametri meccanici cautelativi e coerenti con la natura dei terreni in questione, come meglio spiegato al successivo p.to §8.1.1.

I dati ottenuti con le prove sismiche sono stati considerati, in particolare, nell'individuazione della quota presunta del letto roccioso in corrispondenza delle opere, per valutare la lunghezza di progetto dei pali necessaria a garantire agli stessi un sufficiente ammortamento in tale strato.

Guardando il profilo delle velocità V_s delle onde di taglio sismiche in *Figura 2*, si può osservare come i valori elaborati di V_s siano elevati già a partire dalla profondità di circa 8 m (da piano stradale); sulla stratigrafia disponibile, tuttavia, la roccia presente a questa quota non costituisce realmente il substrato. Perciò, ai fini progettuali, il "bedrock" viene identificato a -25 m, in coincidenza del successivo incremento della velocità di taglio sismica.

Secondo l'approccio semplificato proposto dalla normativa NTC 2018, l'interpretazione del suddetto profilo di velocità colloca i suoli presenti nella **Categoria di sottosuolo B** (*"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 360 m/s e 800 m/s"*).

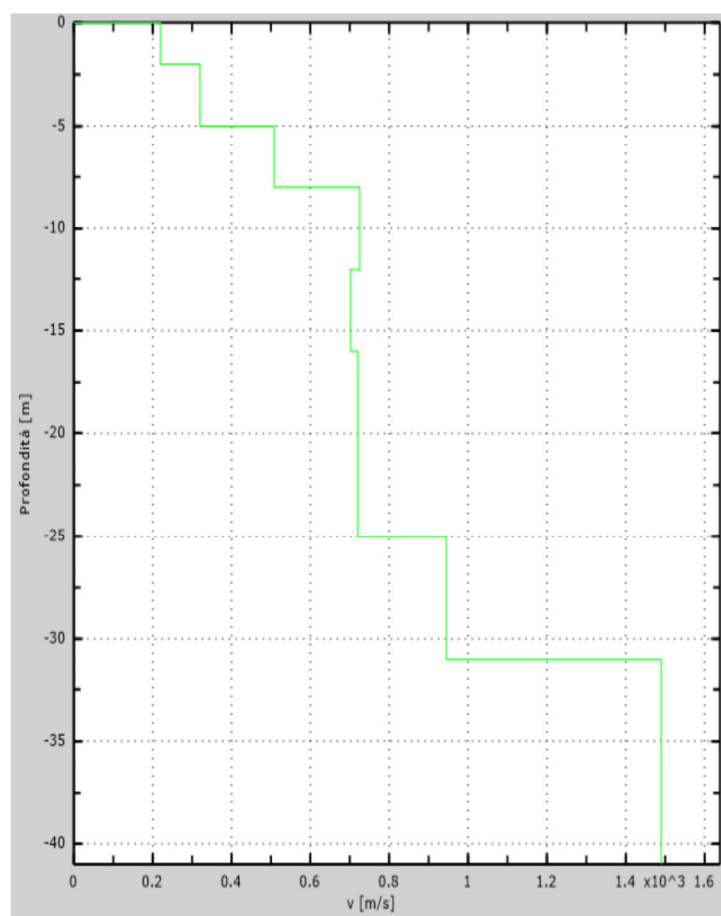


Figura 2 (tratta da relazione geologica) - Profilo delle velocità di propagazione delle onde di taglio sismiche V_s in funzione della profondità

5. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico e le principali azioni considerate nella verifica strutturale e geotecnica dei manufatti.

5.1 PESI PROPRI DEL TERRENO E STRUTTURALI

I pesi propri strutturali sono valutati a partire dal peso specifico dei materiali impiegati; in particolare, si assume:

- peso specifico delle strutture in cemento armato $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

Il peso proprio dei terreni è calcolato in riferimento ai valori indicati al p.to §8.1.1.

5.2 SPINTE DELLE TERRE

La spinta del terreno su una parete verticale si determina come risultante delle pressioni orizzontali agenti; in generale, si calcolano con l'espressione:

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v \cdot \cos\delta$$

dove:

- σ_h = pressione orizzontale;
- σ_v = pressione verticale;
- K = coefficiente di spinta "generico" dello strato nello scenario considerato;
- δ = coefficiente di attrito terreno-parete.

La pressione verticale è data dal peso proprio del terreno sovrastante, in particolare:

in termini di tensioni totali

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z$$

- γ_t = peso dell'unità di volume del terreno
- z = generica quota di calcolo della pressione a partire da p.c.

in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione

$$\sigma'_v = \gamma'_t \cdot z$$

- γ'_t = peso dell'unità di volume efficace del terreno

in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione

$$\sigma'_v = [\gamma_t - \gamma_w \cdot (1 \pm i_w)] \cdot z$$

- i_w = gradiente idraulico.

5.2.1 COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO

Il coefficiente di spinta a riposo, per terreno normal-consolidato, può essere valutato come:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin(\varphi'_{peak}) \quad \text{nelle sabbie}$$

$$K_0^{NC} = 1 - \sin(\varphi'_{cv}) \quad \text{nelle argille}$$

Il coefficiente di spinta a riposo, nel caso di deposito sovraconsolidato, viene stimato dalla relazione seguente:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot OCR^n$$

con $n = 0,50$, valido tipicamente sia per argille che per sabbie.

5.2.2 COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA

Il coefficiente di spinta attiva K_a dipende da φ , dall'angolo di attrito δ fra terreno e parete, nonché dall'inclinazione del terreno a monte.

Il calcolo viene condotto secondo la formulazione di Coulomb-Rankine (1773), che ipotizza una superficie di scorrimento piana:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

avendo indicato con:

- β = inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale;
- φ = angolo di resistenza a taglio del terreno;

- δ = angolo di attrito parete-terreno;
- ε = angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

5.2.3 COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA

Il coefficiente di spinta passiva K_p è uno dei parametri che più influenzano i risultati; come K_a , anch'esso è legato a δ , φ e all'inclinazione del terreno.

Il calcolo di tale coefficiente può effettuarsi mediante le formule di Caquot e Kerisel (1948) basate sull'ipotesi di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica, poiché questa risulta essere quella che più si avvicina alle evidenze sperimentali, oppure con le formulazioni proposte da Sokolowski (1956) o Lancellotta (2002) consideranti le discontinuità statiche all'interno del volume di terreno coinvolto.

5.3 SPINTA ATTIVA IN PRESENZA DI COESIONE

Nel caso di regime di spinta attivo, la presenza della coesione comporta virtualmente una "controspinta" sulla parete, che vale:

$$\sigma_h = -2c \cdot \sqrt{K_a}$$

essendo c la coesione eventualmente attribuibile allo strato.

5.4 SOVRACCARICO PERMANENTE PER TERRENO A MONTE

L'opera di consolidamento in progetto costituisce un rinforzo strutturale del muro esistente, che, allo stato di fatto, assolve al sostegno delle spinte indotte dal terreno a tergo e dai carichi veicolari della strada soprastante.

Dal punto di vista del calcolo, è stato considerato quanto segue:

ipotizzando idealmente l'assenza dell'attuale muro, si assume che il terreno a monte sia presente, e quindi spingente, a partire dalla quota di testa della nuova opera; il restante volume di terreno posto al disopra di tale quota viene preso in conto mediante l'applicazione di un sovraccarico di natura permanente, uniformemente distribuito, con intensità equivalente al peso di suddetto volume.

Al carico è assegnato un valore caratteristico pari a 60 kPa.

5.5 SOVRACCARICO VEICOLARE

Intendendo per “q” il carico per metro lineare di sviluppo, la spinta sulla parete/opera è determinata generalmente come risultante delle pressioni orizzontali su ogni concio, le quali si calcolano attraverso l'espressione:

$$\sigma_h = q \cdot K_a$$

Nel caso in esame, per simulare l'effetto del traffico veicolare, è stato assunto negli stati limite ultimi un sovraccarico variabile uguale a 20 kPa (valore caratteristico), uniformemente distribuito a monte dell'opera. In condizioni sismiche se ne considera un'aliquota pari al 20%.

5.6 AZIONE SISMICA

In ottemperanza al D.M. 17.01.2018 (Nuove norme tecniche per le costruzioni) la definizione delle azioni sismiche viene effettuata a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione ed è funzione, al contempo, delle caratteristiche stratigrafiche e morfologiche dello stesso. La pericolosità sismica è espressa nei termini della massima accelerazione orizzontale a_g nelle condizioni standard di suolo rigido, piano e di campo libero (Categoria A), nonché con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza all'interno di un periodo temporale V_R ben definito.

Conseguentemente, l'azione sismica di progetto deve essere associata a specifici stati limite (ultimi o di esercizio) e deve ricavarsi sulla base delle particolari condizioni topografiche e dell'effetto di risposta locale del terreno; in modo semplificato, la classificazione del suolo può avvenire mediante le definizioni di “categoria di sottosuolo” e “categoria topografica” suggerite dalla norma, in relazione alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio sismiche ($V_{s,eq}$) e alla morfologia del territorio.

Tabella 3.2.II - NTC 2018 – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

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

Tabella 3.2.III - NTC 2018 – Categorie topografiche

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

Alla luce di quanto esposto, la massima accelerazione orizzontale a_{max} attesa al sito è data da:

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, ricavabile dalla tabella di seguito;

Tabella 3.2.IV - NTC 2018 – Espressioni di S_s

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

con F_0 valore massimo del fattore amplificativo dello spettro di risposta elastico in accelerazione;

- S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, avente i valori qui illustrati.

Tabella 3.2.V - NTC 2018 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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

Ai fini della valutazione della stabilità globale dei pendii, l'analisi della risposta sismica può essere condotta attraverso il metodo pseudo-statico (analisi statica lineare) che prevede di rappresentare l'azione sismica con forze statiche equivalenti pari al prodotto tra le forze di gravità e un certo coefficiente sismico. In particolare, i valori dei coefficienti sismici, orizzontale k_h e verticale k_v , si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\begin{cases} k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \\ k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \end{cases}$$

in cui β_s rappresenta il coefficiente di riduzione di a_{max} .

Tabella 7.11.I - NTC 2018 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per quanto concerne, invece, le verifiche geotecniche del muro di sostegno la metodologia seguita risulta analoga, con la sola differenza nel coefficiente di riduzione dell'accelerazione, il quale può assumere i valori:

- $\beta_s = 0,38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV),
- $\beta_s = 0,47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD),

a patto che lo spostamento relativo dell'opera rispetto al terreno sia consentito; in caso contrario, il coefficiente deve porsi unitario (ad esempio, nel caso di fondazione su pali).

6. COMBINAZIONI DI CALCOLO

Per la struttura di sostegno in esame si richiede, ai sensi della normativa vigente, la verifica dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - rottura per sfilamento degli ancoraggi;
 - stabilità globale del complesso opera-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR):
 - raggiungimento della resistenza strutturale degli ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 "A2+M2+R2" dell'Approccio 1 delle NTC2018, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali di sicurezza di seguito riportati in tabella e ponendo il coefficiente γ_{R2} sulla resistenza pari a 1,10.

Tabella 6.2.1 (NTC 2018) – Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 6.2.II (NTC 2018) – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Le altre verifiche sono da condursi, in generale, seguendo l'Approccio 2 con la combinazione dei coefficienti "A1+M1+R3". Nello specifico, per il calcolo della capacità portante assiale dei micropali di fondazione, i set di coefficienti parziali di sicurezza γ_{R3} sulle resistenze relativi alla tipologia di verifica da condurre sono elencati giù in tabella.

Tabella 6.4.II (NTC 2018) – Coefficienti parziali γ_{R3} da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

La portanza assiale di calcolo Q_{Rd} del sistema micropalo-terreno è data da:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \cdot \frac{Q_{s,k}}{\gamma_{R3}} - W_p$$

dove:

- $Q_{s,k}$ è la resistenza laterale caratteristica, ottenibile a sua volta come:

$$Q_{s,k} = \pi \phi_r \cdot \int_0^{L_p} \tau_r(z) dz$$

in cui ϕ_r è il diametro reso del micropalo e τ_r la tensione laterale di attrito, funzione della profondità ovvero delle caratteristiche degli strati di terreno attraversati per la lunghezza L_p del micropalo;

- ξ rappresenta il fattore di correlazione, definito da normativa, che tiene conto del numero di verticali indagate;

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

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

- W_p è il peso del micropalo.

La capacità portante risulta ovviamente verificata laddove l'azione assiale di progetto $N_{Ed} \leq Q_{Rd}$.

Per quanto concerne la verifica di capacità portante dei pali/micropali in presenza di forze orizzontali/trasversali, il coefficiente parziale di sicurezza γ_{R3} (γ_T) da applicare alle resistenze assume il valore definito in tabella:

Tabella 6.4.VI (NTC 2018) – Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi dei pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Relativamente ai tiranti di ancoraggio, invece, la verifica geotecnica della fondazione viene condotta sempre con la combinazione "A1+M1+R3", dove il valore dei coefficienti parziali delle resistenze γ_R è scelto dalla seguente tabella:

Tabella 6.6.I (NTC 2018) – Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

La verifica a sfilamento della fondazione di ancoraggio deve essere effettuata confrontando la massima azione di progetto, nei possibili stati limite ultimi (SLU) e/o di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto.

La resistenza geotecnica allo sfilamento di progetto è data dalla seguente espressione:

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$$

dove γ_R è il coefficiente parziale di sicurezza relativo alla tipologia di tirante (permanente, temporaneo) di cui si è detto. La resistenza caratteristica, se determinata con metodi di calcolo analitici, viene calcolata come:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{ac})_{media}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{ac})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

essendo ξ_{a3} e ξ_{a4} dei fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate.

Tabella 6.6.II (NTC 2018) – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

La suddetta resistenza R_{ak} può valutarsi secondo il metodo di Bustamante e Doix (1985):

$$R_{ak} = \alpha \cdot \pi \cdot D \cdot L_{fond} \cdot \tau_s$$

in cui:

- α = coefficiente di incremento del diametro di perforazione D dei tiranti che tiene conto della metodologia di iniezione e della natura dei terreni interessati;
- D = diametro di perforazione dei tiranti;
- L_{fond} = lunghezza del tratto di fondazione/ancoraggio del tirante;
- τ_s = aderenza caratteristica terreno-fondazione funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche meccaniche e delle modalità di iniezione.

Deve essere, altresì, verificata la resistenza strutturale dei tiranti (trefoli), dunque, che il massimo tiro agente:

$$T_{max,SLU} \leq \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_s} \cdot n \cdot A_{tr}$$

$$T_{max,SLE} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_s} \cdot n \cdot A_{tr}$$

con:

- $\gamma_s = 1,15$;
- n = numero di trefoli;
- A_{tr} = area della sezione del singolo trefolo.

Infine, le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche (SLV) vengono eseguite ponendo pari ad 1,00 i coefficienti parziali sia sulle azioni sia sui parametri geotecnici e impiegando, in tal caso, i medesimi valori di γ_R dei casi statici.

La stabilità globale del sistema opera-terreno deve essere verificata imponendo $\gamma_R = 1,20$.

6.1 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - SLU

Le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, sono determinate tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q = coefficienti parziali di amplificazione dei carichi;
- G_{kj} = valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione;
- Q_{ki} = valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} = coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici.

6.2 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE

Le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio, sono determinate tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} = valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione;
- Q_{ki} = valore caratteristico della i-esima azione variabile;

- Ψ_{0i} = coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici.

7. CRITERI DI VERIFICA DELLA STABILITÀ GLOBALE

Il "grado" di stabilità di un pendio, in condizioni statiche o dinamiche, può tipicamente valutarsi attraverso la determinazione del cosiddetto fattore o coefficiente di sicurezza F_s con i metodi all'equilibrio limite (LEM).

Nei metodi LEM il calcolo di F_s viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Dato che le porzioni potenzialmente instabili individuano in realtà uno spazio 3D, il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bi-dimensionale (2D), della superficie di potenziale scivolamento.

Nell'applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane inalterata e non subisce rotture. Si suppone che anche la massa superiore, fino al momento del collasso, non subisca spostamenti. Viene assunto un comportamento rigido perfettamente plastico: le deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura.

Il valore di F_s (e quindi il grado di stabilità o propensione al movimento) si riferisce così alle condizioni precedenti (o incipienti) al fenomeno di rottura. Per ogni superficie di potenziale scivolamento si può derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato τ_m (domanda) e la resistenza al taglio disponibile τ_r (capacità) ed è quindi possibile definire F_s come:

$$F_s = \frac{\tau_r}{\tau_m}$$

La resistenza del terreno, nell'ipotesi di validità del criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è data dall'equazione riportata nel seguito:

$$\tau_r = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Nei casi in cui $F_s > 1,0$ il pendio è in condizioni di stabilità, mentre per $F_s < 1,0$ esso è in condizioni instabili dovuti a un generalizzato deficit di resistenza. Lo scenario corrispondente a $F_s = 1,0$ indica la condizione limite di stabilità per la quale una minima perturbazione può portare all'innescio del fenomeno di scivolamento.

La valutazione del coefficiente di sicurezza deve essere compiuta entro un determinato riferimento spaziale in modo da considerare distintamente diversi fasci di superfici di scorrimento nella massa del pendio e considerare tutte le forze (e momenti) agenti e

resistenti (che si oppongono allo scivolamento) sulla superficie considerata. Sulle infinite superfici di scivolamento possibili, F_s viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio all'interno del volume di pendio analizzato.

I modelli LEM utilizzano un'ipotesi fondamentale che prevede di assumere F_s costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento investigata, ovvero si ha dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile. In tal modo il fattore di sicurezza del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento caratterizzata dal valore minimo. Quest'ultima viene detta "superficie critica".

Le principali assunzioni sono quindi:

- Condizione di deformazione piana;
- Fattore di sicurezza unico per tutti i punti della superficie di scivolamento;
- Legame costitutivo di tipo rigido perfettamente plastico;
- Scivolamento lungo una superficie di geometria nota.

Le forze agenti sono le componenti tangenziali di peso proprio relative alla massa o agli eventuali sovraccarichi agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie, le quali a loro volta dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo. Sistemi di forze interne e esterne (es. opere di rinforzo, sisma, ecc.) influiscono nell'analisi di stabilità globale del pendio e devono essere considerate opportunamente, come avviene in tutti i metodi di calcolo rigorosi.

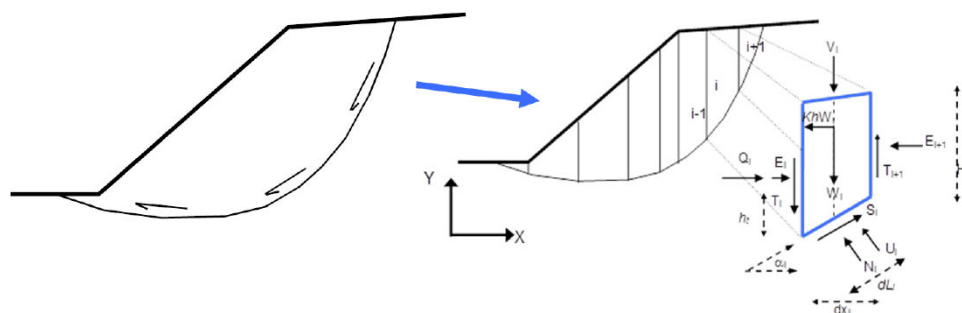


Figura 3 - Rappresentazione a conci dei modelli LEM

Per procedere con il calcolo di F_s la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in conci delimitati da superfici verticali. Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. Queste forze sono: W =Peso del concio, S =Forza di taglio mobilitata sulla base del concio, N =Forza peso normale alla base del concio, U =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, T =Forza verticale interconcio, E =Forza orizzontale interconcio.

F_s può essere determinato mediante un sistema di equazioni per l'equilibrio dei corpi rigidi, ovvero l'equilibrio alla traslazione nelle direzioni verticale e orizzontale e l'equilibrio alla rotazione rispetto a un determinato punto:

$$\begin{cases} \sum V_i = 0 \\ \sum H_i = 0 \\ \sum M_i = 0 \end{cases}$$

In letteratura sono stati proposti diversi metodi di calcolo che si differenziano per le ipotesi che stanno alla base del calcolo e che valutano il fattore F_s in funzione di:

- Forma della superficie di scivolamento;
- Modo di considerazione della massa del terreno;
- Numero di equazioni di equilibrio disponibili ed effettivamente utilizzate;
- Ipotesi fatte per rendere il problema staticamente determinato.

I metodi sviluppati per superfici circolari sono metodi semplificati; i più utilizzati sono quelli di Fellenius (1936), Bishop (1955) e Janbu semplificato (1954). Nel caso di superfici non circolari, invece, vengono solitamente impiegati metodi più rigorosi quali il metodo di Janbu (1967), quello di Spencer (1967) o di Morgenstern e Price (1965).

Le analisi di stabilità nel caso in esame sono state eseguite utilizzando il software Slide2 (Rocscience Inc.) mediante le ipotesi e le assunzioni del metodo di Bishop con riferimento a superfici di scivolamento circolari.

Le ipotesi generali per l'applicazione di tale metodo sono date da:

- superficie di scivolamento circolare;
- uguaglianza delle reazioni normali sulle facce laterali dei conci;
- forze tangenziali inter-concio nulle.

Il fattore di sicurezza è definito dalla seguente espressione:

$$F_s = \frac{\sum_1^N [c_i \cdot b + (W_i \cdot (1 - k_v) - u_i \cdot b) \cdot \tan \phi] \cdot \frac{\sec \alpha_i}{(1 + \tan \phi \cdot \tan \alpha_i / F_s)}}{\sum_1^N W_i \cdot [(1 - k_v) \cdot \sin \alpha_i + k_h \cdot dh_i / R]}$$

dove:

N = numero di conci in cui è suddiviso il pendio;

c_i = coesione alla base del concio i;

b = larghezza del concio;

W_i = peso del concio;

u_i = pressione interstiziale alla base;

ϕ = angolo di attrito del terreno alla base del concio;

α_i = inclinazione della base del concio;

k_v = coefficiente sismico verticale;

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

R = raggio del cerchio di scivolamento,

dh_i = distanza verticale del profilo superiore del concio dal centro della superficie di scivolamento.

8. OPERA IN PROGETTO: MURO IN C.A. TIRANTATO SU MICROPALI

Come premesso, al fine di salvaguardare l'integrità del muro esistente, nonché di preservare la viabilità in sicurezza della strada, sono stati progettati gli interventi e le opere di seguito descritti:

- muro in c.a. di altezza complessiva 2 m gettato contro il piede del manufatto esistente, per uno sviluppo longitudinale di all'incirca 15 m lungo il tratto della zona di frana. L'opera è fondata su duplice fila di micropali $\Phi 240$ mm di lunghezza pari a 20 m, disposti a interassi di metri 0,90 e 1,50 (rispettivamente, trasversale e longitudinale) e armati con tubo in acciaio $\Phi 168,3$ mm dello spessore di 10 mm.

Sul paramento del nuovo muro, a interassi di metri 2, sono applicati tiranti di ancoraggio $\Phi 180$ mm costituiti da n° 4 trefoli in acciaio armonico del diametro di 0,6'' (15,2 mm); i tiranti, lunghi metri 20, possiedono inclinazione di 30° rispetto all'orizzontale, bulbo di fondazione di lunghezza pari a 14 m e risultano sottoposti a un precarico di 240 kN/tirante.

L'intervento suddetto fungerà da rinforzo strutturale nei riguardi del muro esistente e contribuirà ad assicurare la stabilità della porzione di pendio al disotto della sede stradale;

- rete metallica in aderenza sul versante con piastre e chiodi a protezione della scarpata sottostante, per prevenire potenziali fenomeni di scivolamento superficiali o erosivi del materiale detritico di ricoprimento e, allo stesso tempo, evitare lo scalzamento in fondazione delle strutture;
- recupero/ripristino di eventuali parti ammalorate della muratura in pietre esistente, tramite rimozione e sostituzione con tecnica del "cuci-scuci".

Le figure seguenti illustrano nel dettaglio le soluzioni sopra citate.

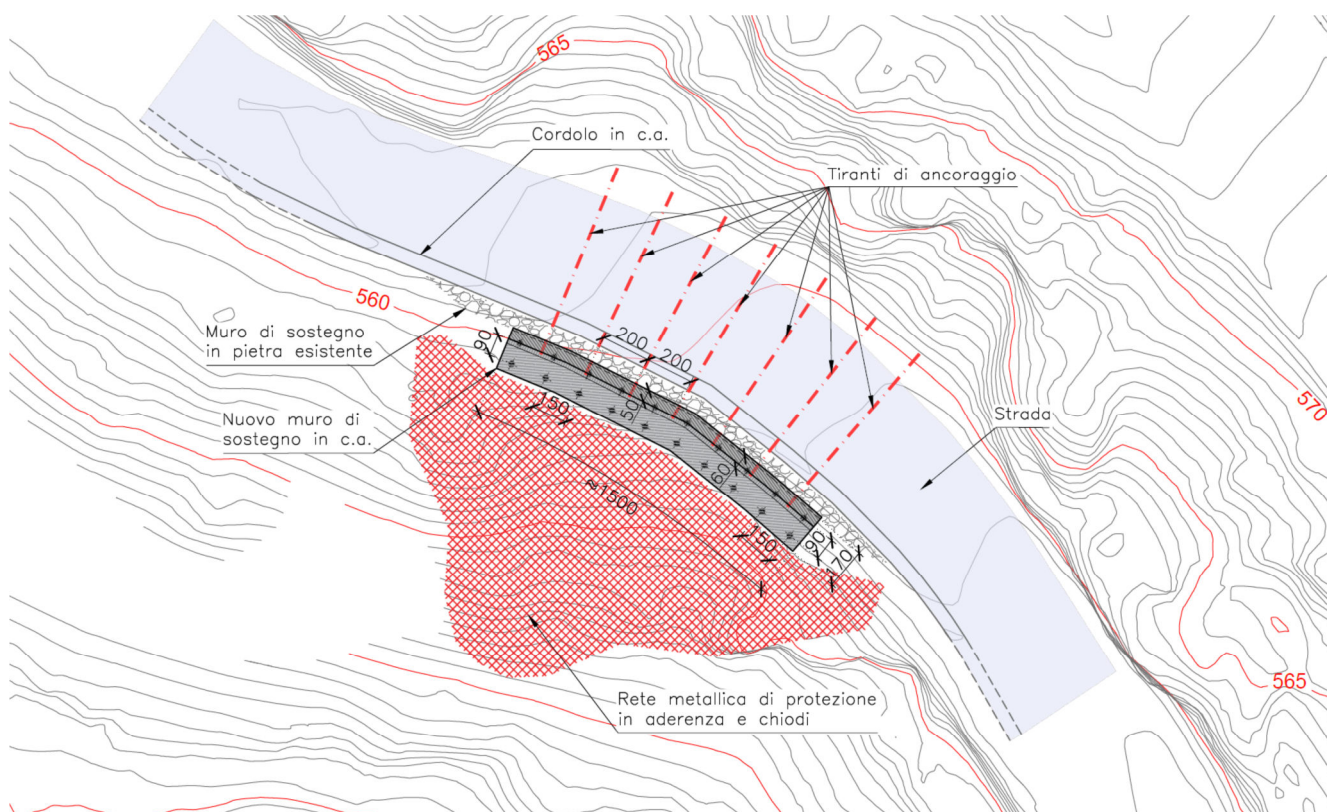


Figura 4 - Planimetria di progetto

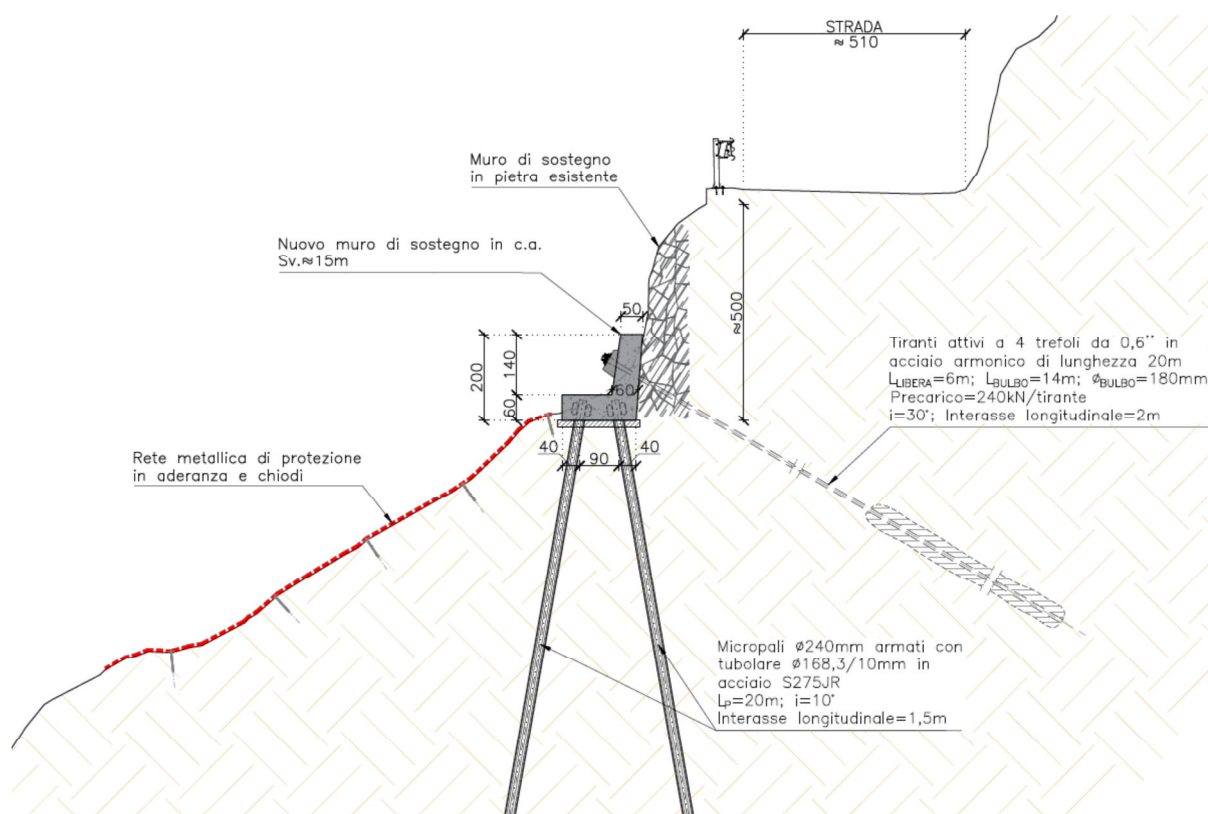


Figura 5 - Sezione tipologica di intervento

8.1 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

8.1.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Ai fini dell'analisi di stabilità è stato costruito un modello di calcolo sulla base delle considerazioni esposte al p.to §4.2. La sezione tipologica rappresentativa del versante è quella in corrispondenza dell'area in cui è avvenuta la frana. La modellazione stratigrafica dei suoli ha rispettato la sequenza litologica dei terreni riscontrati attraverso le indagini geognostiche (vedi Figura 6).

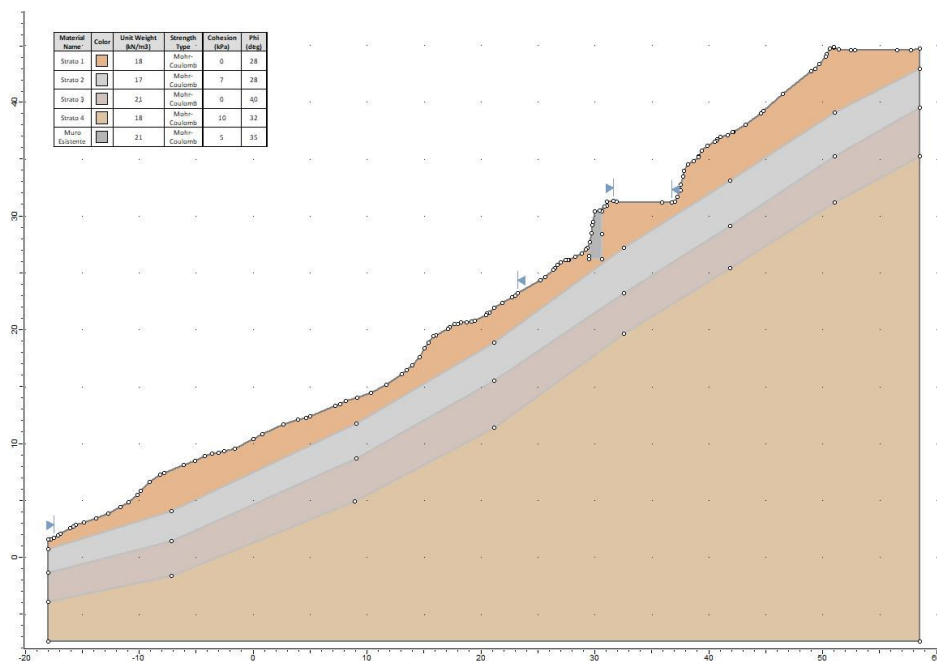


Figura 6 - Modellazione geotecnica di riferimento

- **Unità 1: Terreno di riporto/Ghiaia limoso-sabbiosa**

- peso dell'unità di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio $\phi' = 28^\circ$

- **Unità 2: Limo/Limo argilloso**

- peso dell'unità di volume $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata $c' = 7 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio $\phi' = 28^\circ$

- **Unità 3: Quarzite litoide fratturata**

- peso dell'unità di volume $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio $\phi' = 40$

- **Unità 4: Sabbia limosa**

- peso dell'unità di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata $c' = 10 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio $\phi' = 32^\circ$

Sebbene l'evento franoso verificatosi sul versante sia consistito nello scivolamento di un volume di terreno superficiale a partire dal piede dell'opera esistente, le analisi condotte hanno valutato nuove superfici di scivolamento maggiormente ampie che comprendessero anche la parte di pendio interessata dalla strada (d'altronde la principale finalità dell'opera in progetto è il consolidamento del vecchio muro, che è proprio a sostegno della suddetta porzione di terreno).

Ciò premesso, il modello è stato definito conducendo una sorta di analisi a ritroso, con la quale sono stati tarati i parametri di resistenza meccanica relativi allo strato di riporto/ricoprimento (annullando c' e facendo variare ϕ' fino a ottenere un fattore di sicurezza prossimo o di poco superiore all'unità (*Figura 7*)); le superfici di scivolamento si sono principalmente ricercate all'interno di questo terreno. Quanto ottenuto rappresenta, virtualmente, lo scenario in cui, individuata una potenziale superficie critica, si presuppone il terreno allo stato di equilibrio limite (come se la resistenza mobilitata fosse quella residua); la scelta è quindi cautelativa. I parametri geotecnici per le altre unità presenti invece, vista l'assenza di informazioni e/o riscontri più specifici, vengono fissati e assegnati basandosi sui dati disponibili in letteratura e sulla scorta dell'esperienza progettuale.

Pertanto, caratterizzato il modello, le analisi di stabilità del versante sono state effettuate inserendo gli interventi di consolidamento (micropali e tiranti) previsti.

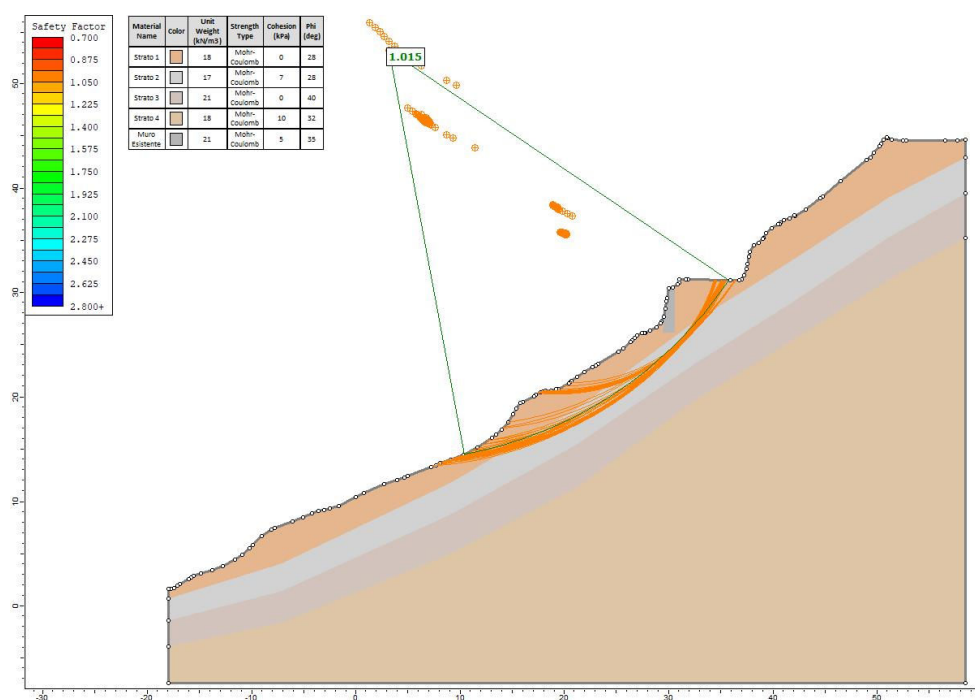


Figura 7 - Analisi di stabilità a ritroso

8.1.2 INQUADRAMENTO SISMICO LOCALE

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Nuove norme tecniche per le costruzioni) la definizione dell'azione sismica è effettuata a partire dalla definizione di periodo di riferimento V_R e in funzione dello stato limite considerato per l'opera. Si assume:

- Vita nominale: $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso: II

Dunque, risulta:

- Coefficiente d'uso: $C_U = 1,0$
- Periodo di riferimento per il sisma: $V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni

Per la caratterizzazione dell'azione sismica attesa nel sito si sono considerate le seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: $44,1500^\circ$
- Longitudine: $8,0725^\circ$

Le analisi in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**), alla **categoria di sottosuolo B** e alla **categoria topografica T4**.

In sintesi, i parametri di calcolo che derivano sono i seguenti:

- Massima accelerazione orizzontale di riferimento al suolo: $a_g = 0,1125 \text{ g}$
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,20$
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1,40$

La massima accelerazione orizzontale attesa al sito è pari ad $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0,1890 \text{ g}$.

Nei riguardi delle verifiche sismiche di stabilità globale del sistema si hanno i seguenti coefficienti sismici di progetto:

- Coefficiente sismico orizzontale: $k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g = 0,0454$
- Coefficiente sismico verticale: $k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,0227$

dove β_s rappresenta il coefficiente di riduzione di a_{max} , in tal caso pari a 0,24.

8.1.3 RISULTATI DELLE ANALISI

Di seguito i risultati delle analisi di stabilità globale del versante post esecuzione del muro su micropali e dei tiranti di ancoraggio.

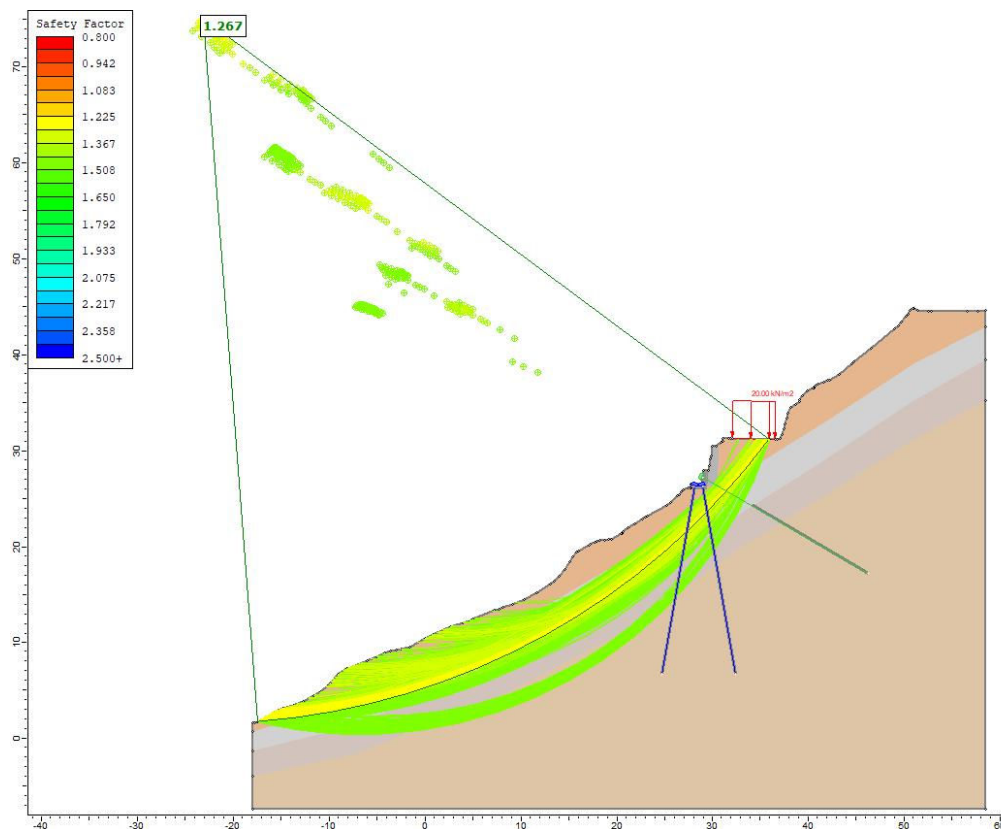


Figura 8 - Verifica di stabilità globale in condizioni statiche (SLU)

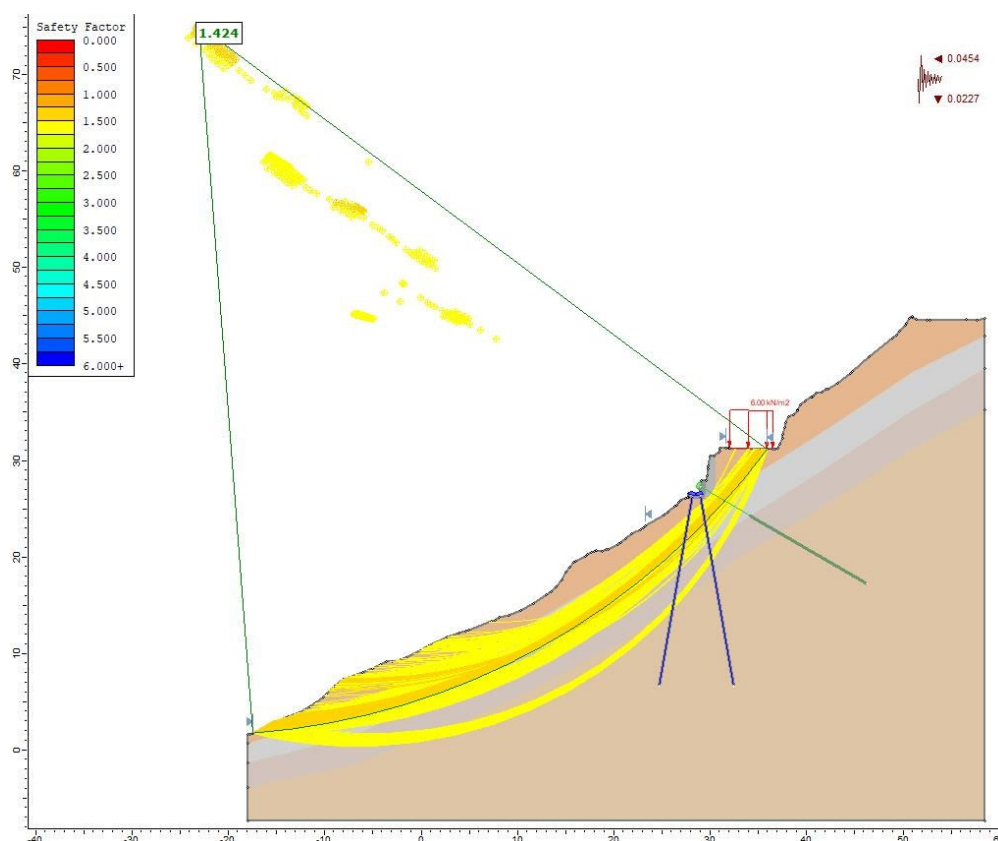


Figura 9 - Verifica di stabilità globale in condizioni sismiche (SLV)

Come si evince da quanto raffigurato, il fattore di sicurezza F_s relativo alla superficie di scivolamento critica vale:

- 1,267 ($\geq 1,10 \equiv \gamma_{R2}$) in condizioni statiche;
- 1,424 ($\geq 1,20 \equiv \gamma_R$) in condizioni sismiche.

La stabilità globale del complesso opera-terreno risulta così soddisfatta in accordo con le combinazioni prescritte dalle NTC 2018.

8.2 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE

Le verifiche seguenti sono effettuate secondo le prescrizioni normative esposte al capitolo §6.

8.2.1 CAPACITÀ PORTANTE ASSIALE DEI MICROPALI

Si riporta il tabulato di calcolo delle azioni agenti sui micropali di fondazione del muro con relativa verifica della capacità portante.

Per il caso in esame, si è assunta come quota di riferimento la quota del piano di posa della fondazione del muro, a circa 5,5 m dal piano stradale (la coltre di copertura non è qui considerata). Pertanto, ai fini del calcolo della resistenza per attrito laterale dei micropali, sono state ragionevolmente assunte delle tensioni tangenziali resistenti pari rispettivamente ad 80 kPa per lo strato di limo argilloso, 120 kPa sia per lo spessore di quarzite fratturata che per la sabbia limosa sottostante e 150 kPa per il substrato roccioso (che, sulla base di quanto detto al p.to §4.2, può collocarsi a circa 25 m dalla quota strada).

CALCOLO MURO DI SOSTEGNO IN C.A.**LAVORO:****Versante in Frazione Cerisola (Garessio)****OPERA:****Muro di sostegno tirantato su micropali****DATI GEOMETRICI:**

Tipologia di fondazione:

Indiretta su pali

Lunghezza platea:	Lpl =	1,70 m
Spessore platea:	Hpl =	0,60 m
Altezza paramento muro:	Hm =	1,40 m
Spessore superiore paramento:	SMS =	0,50 m
Spessore inferiore paramento:	SMI =	0,60 m
Inclinazione interna paramento:	β =	0,000 ° (≥ 0)
Inclinazione esterna paramento:	α =	4,000 ° (≥ 0)
Inclinazione terrapieno a monte:	i =	0,000 ° (≥ 0)
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI =	0,00 m
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv =	0,00 m
Sbalzo platea inferiore:	SPI =	1,10 m
Lunghezza terreno superiore:	LTS =	0,00 m
Sbalzo platea superiore:	SPS =	1,20 m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot =	2,00 m
Piano di posa della fondazione da p.c.:	D =	0,60 m
Diametro del palo:	Dp =	0,24 m
Classe di resistenza del palo:	Rck =	C25/30
Modulo di Young del palo:	Ep =	30500 Mpa
Numero di pali in direzione X:	n° pali =	2 (1-6)
Lunghezza tratto non reagente:	Lnr =	0,00 m
Interasse trasversale:	itrav =	0,90 m
Interasse longitudinale:	ilong =	1,50 m
Distanza bordo fondazione e asse palo:	s =	0,40 m

INPUT DI CALCOLO

Terreno a tergo del paramento muro

Peso specifico del terreno:	$\gamma_t =$	18 kN/m ³
Coesione terreno:	$c' =$	0,00 kN/m ²
Angolo di attrito interno:	$\varphi' =$	28 °
Rapporto d/f:	$\delta/\varphi' =$	0,667
Angolo di attrito terra-muro:	$\delta =$	18,676 °
Peso specifico cls:	$\gamma_{cls} =$	25 kN/m ³

Dati di carico

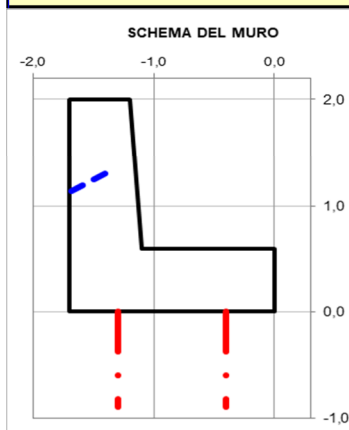
Sovraccarico a monte:	$q_m =$	20 kN/m ²
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	100 (0 -100%)
Sovraccarico a valle:	$q_v =$	0 kN/m ²

Volume di terreno a monte:	VTM =	15,60 m ³
----------------------------	-------	-----------------------------

Valore 1ª azione sul paramento muro:	Tir 1 =	-120,00 kN/m
Inclinazione della 1ª azione:	$\gamma_1 =$	30,00 °
Pos. 1ª azione da estradosso platea:	ztir 1 =	0,70 m
Pos. 1ª azione da testa paramento muro:	htir 1 =	0,70 m

Dati sismici

Categoria di suolo:	B, C, D, E
Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:	$a_g/g =$ 0,1125
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$ 1,200
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$ 1,400
Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:	$a_{max}/g =$ 0,1890
Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:	$\beta_m =$ 1,000
Coefficiente sismico orizzontale:	$k_h =$ 0,1890
Considerare sisma verticale?	Si
Coefficiente sismico verticale:	$k_v =$ 0,0945
Angolo θ (+)	$\theta_A =$ 9,797 °
Angolo θ (-)	$\theta_B =$ 11,790 °
Acc.orizz.su terreno sopra platea (1=si;0=no):	Aot = 1



COEFFICIENTI DI SPINTA

Coefficiente di spinta a riposo:	$K_0 =$	0,531
Coefficiente di spinta attiva:	$K_a =$	0,321
Coefficiente di spinta passiva:	$K_p =$	3,238
Coefficiente di spinta utilizzato	$K =$	0,531
Considerare spinta passiva a valle?		No
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A)	$K'_{a,A} =$	0,458
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B)	$K'_{a,B} =$	0,495
Coeff. di incremento di spinta sismica (caso A)	$\Delta K_A =$	0,180 [= (1+kv)·K'_{a,A} - K_a]
Coeff. di incremento di spinta sismica (caso B)	$\Delta K_B =$	0,127 [= (1-kv)·K'_{a,B} - K_a]

Coefficienti parziali	Statica		EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -
	A1+M1+R3.	URTO			
Tangente angolo di attrito	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Coesione drenata	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Coesione non drenata	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Capacità portante	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20
Scorrimento	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00
Ribaltamento	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
Resistenza laterale a compr. palo	1,15	1,15	1,00	1,15	1,15
Resistenza alla punta palo	1,35	1,35	1,00	1,35	1,35
Resistenza laterale a trazione palo	1,25	1,25	1,00	1,25	1,25
Azioni permanenti favorevoli	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00
Azioni permanenti sfavorevoli	1,30	1,00	1,10	1,00	1,00
Azioni testa muro	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Azioni variabili: carico distribuito	1,50	1,00	1,50	0,20	0,20
	1	2	3	4	5

COMBINAZIONI DI CALCOLO

Tipo		Descrizione	qv (1=Si;0=No)	qm (1=Si;0=No)	Urto (1=Si;0=No)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	0	0	0
2	A1+M1+R3.	SLU 2 - Statica + sovracc.	0	1	0
3	SISMA X+ Z+	Sisma 1	0	1	0
4	SISMA X+ Z -	Sisma 2	0	1	0

ECITAZIONI RISULTANTI

Combinazioni	Descrizione	PIEDE PARAMENTO			INTRADOSSO PLATEA		
		Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	My (kNm/m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	My (kNm/m)
A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	-37,51	-101,66	-28,95	-2,00	-139,17	-99,40
A1+M1+R3.	SLU 2 - Statica + sovracc.	-16,41	-108,80	-14,17	28,16	-149,36	-77,91
SISMA X+ Z+	Sisma 1	-64,65	-88,43	-46,58	-39,08	-117,36	-119,11
SISMA X+ Z -	Sisma 2	-65,53	-92,06	-47,20	-40,98	-125,81	-123,09

RIASSUNTO DEI RISULTATI DI CALCOLO						
Combinazioni	Descrizione		Fs,scorr	Fs,rib	Fs,cp (D)	Fs,cp (U) Lpmin (m)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	-	-	-	7,50
2	A1+M1+R3.	SLU 2 - Statica + sovracc.	-	-	-	6,00
3	SISMA X+ Z+	Sisma 1	-	-	-	8,50
4	SISMA X+ Z -	Sisma 2	-	-	-	9,00

Legenda:
Fs,scorr = Fattore di sicurezza allo scorrimento
Fs,rib = Fattore di sicurezza al ribaltamento
Fs,cp (D) = Fattore di sicurezza a capacità portante in condizioni Drenate
Fs,cp (U) = Fattore di sicurezza a capacità portante in condizioni Non Drenate
Lpmin = Lunghezza minima di progetto dei pali di fondazione

Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici.

N° strato	Descrizione	Tipo strato	Cond.	ZI (m)	ZF (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)	k_s (kN/m ³)	E_s (kN/m ²)
1	Unità 1	Argilla/Lima	Drenate	0,00	3,50	17,00	17,00	28,00	7,00	0,00	5500	5000
2	Unità 2	Roccia	Drenate	3,50	7,50	21,00	21,00	40,00	0,00	0,00	5500	15000
3	Unità 3	Sabbie me	Drenate	7,50	18,50	18,00	18,00	32,00	10,00	0,00	5500	15000
4	Unità 4	Roccia	Drenate	18,50	25,00	22,00	22,00	40,00	30,00	0,00	5500	20000

Legenda:

ZI = Profondità iniziale strato dal p.c.

ZF = Profondità finale strato dal p.c.

γ = peso specifico strato

γ_{sat} = peso specifico strato

ϕ' = Angolo di attrito efficace

c_u = Coesione non drenata

c' = Coesione drenata

a = Parametro di calcolo per terreni coesivi

b = Parametro di calcolo per terreni incoerenti

E_s = Modulo di reazione orizzontale del terreno

k_s = Coefficiente direzione orizzontale del terreno

Condizioni di calcolo

Trascurare la resistenza alla punta?

Si

Trascurare la resistenza laterale?

No

Fattori di corr. x per il calcolo della resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

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

Valore scelto di ξ = **1,70**

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche con i fattori ξ

Resistenze Caratteristiche (R)	Approccio 1		EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z-
	A1+M1+R3.	ECC			
Resistenza laterale:	1,96	1,96	1,70	1,96	1,96
Resistenza alla punta:	2,30	2,30	1,70	2,30	2,30
Resistenza laterale in trazione:	2,13	2,13	1,70	2,13	2,13
Azioni permanenti sfavorevoli	1,30	1,00	1,10	1,00	1,00

Tabella riassuntiva azioni in testa palo						
Combinazioni			Vp (kN)	Mp (kNm)	Qp1 (kN)	Qp2 (kN)
N°	Tipo	Descr.				
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	-1,50	0,70	63,64	-272,39
2	A1+M1+R3.	SLU 2 - Statica + sovracc.	21,12	-9,93	-15,29	-208,75
3	SISMA X+ Z+	Sisma 1	-29,31	13,79	156,46	-332,50
4	SISMA X+ Z -	Sisma 2	-30,73	14,46	158,98	-347,70

Tabella di calcolo lunghezza pali					
Combinazioni			Lp,max	Lp1 (m)	Lp2 (m)
N°	Tipo	Descr.			
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	7,50	2,50	7,50
2	A1+M1+R3.	SLU 2 - Statica + sovracc.	6,00	1,00	6,00
3	SISMA X+ Z+	Sisma 1	8,50	5,00	8,50
4	SISMA X+ Z -	Sisma 2	9,00	5,00	9,00

Tabella di calcolo della resistenza laterale del palo							
n° concio	z _{fin} concio dal p.p. (m)	z _m concio dal p.p. (m)	n° strato	γ' (kN/m³)	σ'v0 (kN/m²)	τ _{ks} (kN/m²)	ΔQ _{ks} (kN)
1	1,00	0,50	1	17,00	18,70	80,00	60,32
2	2,00	1,50	1	17,00	35,70	80,00	60,32
3	3,00	2,50	1	17,00	52,70	80,00	60,32
4	4,00	3,50	2	21,00	73,70	120,00	90,48
5	5,00	4,50	2	21,00	94,70	120,00	90,48
6	6,00	5,50	2	21,00	115,70	120,00	90,48
7	7,00	6,50	2	21,00	136,70	120,00	90,48
8	8,00	7,50	3	18,00	154,70	120,00	90,48
9	9,00	8,50	3	18,00	172,70	120,00	90,48
10	10,00	9,50	3	18,00	190,70	120,00	90,48
11	11,00	10,50	3	18,00	208,70	120,00	90,48
12	12,00	11,50	3	18,00	226,70	120,00	90,48
13	13,00	12,50	3	18,00	244,70	120,00	90,48
14	14,00	13,50	3	18,00	262,70	120,00	90,48
15	15,00	14,50	3	18,00	280,70	120,00	90,48
16	16,00	15,50	3	18,00	298,70	120,00	90,48
17	17,00	16,50	3	18,00	316,70	120,00	90,48
18	18,00	17,50	3	18,00	334,70	120,00	90,48
19	19,00	18,50	4	22,00	356,70	150,00	113,10
20	20,00	19,50	4	22,00	378,70	150,00	113,10
						Q_{ks} =	1764,32

Calcolo della capacità portante del palo

Resistenza laterale caratteristica: $Q_{k,s} = 1764,32 \text{ kN}$
Resistenza alla punta caratteristica: $Q_{k,b} = 0,00 \text{ kN}$
Peso caratteristico del palo: $W_{p,k} = -22,62 \text{ kN}$

Combinazione più gravosa: 4 SISMA X+ Z -

Lunghezza palo di progetto: $L_p = 20,00 \text{ m}$

Carico resistente ultimo a compr.: $Q_{Rd,comp} = -879,85 \text{ kN}$

$FS_{comp} = 2,53$

Carico resistente ultimo a traz.: $Q_{Rd,traz} = 852,89 \text{ kN}$

$FS_{traz} = 5,36$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte per la lunghezza di progetto dei micropali.

8.2.2 CAPACITÀ PORTANTE TRASVERSALE DEI MICROPALI

Il calcolo della resistenza portante in presenza di forze trasversali agenti sui micropali viene svolto in accordo con la teoria formulata da Broms (1964), assumendo rotazioni impedito in testa ai pali (incastro), terreno omogeneo e comportamento rigido perfettamente plastico del sistema (interfaccia palo-terreno). Si ottiene:

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Micropali di fondazione

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

Φ = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

ϕ' = angolo di attrito del terreno

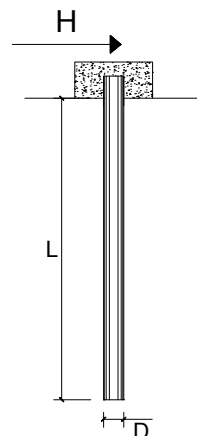
K_p = coeff. di spinta passiva [$K_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$]

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$



DATI DI INPUT:

$L = 20,00 \text{ m}$

$\Phi = 0,24 \text{ m}$

Fattori di correlazione per resistenza caratt. in funzione del numero di verticali indagate

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

$$M_y = 48,68 \text{ kNm}$$

$$FS = 2,21 \text{ -}$$

$$\varphi' = 28,00^\circ$$

$$K_p = 2,77 \text{ -}$$

$$\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$$

Coefficiente di sicurezza parziale per la resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

$$\gamma_{R3} = 1,30$$

Valore scelto di $\xi = 1,70$

Palo corto:

$$H1 = 7179,39 \text{ kN}$$

$$H1/FS = 3248,59 \text{ kN}$$

Palo intermedio:

$$H2 = 2395,56 \text{ kN}$$

$$H2/FS = 1083,97 \text{ kN}$$

Palo lungo:

$$H3 = 72,63 \text{ kN}$$

$$H3/FS = 32,86 \text{ kN}$$

$$H_{Rd} = \min(H1, H2, H3) = 32,86 \text{ kN} \rightarrow \text{palo lungo}$$

Il valore di progetto della capacità portante trasversale del singolo micropalo è pari a 32,86 kN. Dal tabulato di calcolo riportato nel precedente paragrafo si evince che la massima azione tagliante agente vale 30,73 kN (nella combinazione di calcolo più gravosa); la verifica risulta così soddisfatta.

8.2.3 CALCOLO E VERIFICA STRUTTURALI DEL PARAMENTO DEL MURO

VERIFICHE A S.L.U. DEL PARAMENTO

Combinazione di verifica: 4

SISMA X+Z - Sisma 2

Parametri di resistenza

Resistenza caratteristica cubica cls: $R_{ck} = 37 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica cilindrica cls: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Resistenza a compressione di calcolo cls: $f_{cd} = 17,40 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 2,94 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione di calcolo cls: $f_{ctd} = 1,37 \text{ MPa}$ $f'_{cd} = 8,70 \text{ MPa}$

Tensione snervamento caratteristica

acciaio: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

Tensione snervamento di calcolo acciaio: $f_{yd} = 391,30 \text{ MPa}$ $\cot \alpha = 2 \text{ (1} \div \text{2,5)}$

Distanza asse armatura da filo paramento $c = 5,0 \text{ cm}$

Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N _{Ed} (kN/m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ_{Ed}	ω_{Ed}	Armatura verticale			h da estr. platea (m)
							As _{nec} (cm ² /m)	As _{min} (cm ² /m)	As _{prog} (cm ² /m)	
0	50	45,0	0,00	0,00	0,00000	0,00000	0,00	7,65	10,05	1,40
1	51	46,0	-2,87	0,23	0,00022	0,00022	0,00	7,82	10,05	1,26
2	52	47,0	-5,82	0,94	0,00056	0,00056	0,00	7,98	10,05	1,12
3	53	47,9	-8,84	2,13	0,00101	0,00101	0,00	8,15	10,05	0,98
4	54	48,9	-11,94	3,83	0,00155	0,00155	0,03	8,31	10,05	0,84
5	55	49,9	-75,11	6,06	0,00529	0,00532	0,00	8,48	10,05	0,70
6	56	50,9	-78,35	-5,73	0,00526	0,00529	0,00	8,65	10,05	0,56
7	57	51,9	-81,67	-16,97	0,00772	0,00778	0,00	8,81	10,05	0,42
8	58	52,8	-85,06	-27,64	0,00988	0,00998	0,17	8,98	10,05	0,28
9	59	53,8	-88,52	-37,72	0,01177	0,01191	0,59	9,15	10,05	0,14
10	60	54,8	-92,06	-47,20	0,01342	0,01360	0,96	9,31	10,05	0,00

[Φ16/ 20cm]

Armatura orizzontale	As _{nec} (cm ² /m)	As _{prog} (cm ² /m)
	2,51	5,65 [Φ12/ 20cm]

Legenda

N_{Ed} = Sforzo normale ultimo

M_{Ed} = Momento flettente ultimo

As_{nec} = Area di armatura tesa necessaria

As_{prog} = Area di armatura tesa di progetto

μ_{Ed} = Momento flettente adimensionale, riferito a armat. tesa

ω_{Ed} = Percentuale meccanica di armatura

As_{min} = Area di armatura tesa minima

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Tabella di verifica a taglio

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{nec} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)	h da estr. platea (m)
0	50	45,0	0,00	187,80	3523,97	5,91	0,00	7,07	1,40
1	51	46,0	3,33	190,65	3600,64	5,91	0,00	7,07	1,26
2	52	47,0	6,77	193,50	3677,30	5,91	0,00	7,07	1,12
3	53	47,9	10,32	196,33	3753,96	5,91	0,00	7,07	0,98
4	54	48,9	13,99	199,16	3830,63	5,91	0,00	7,07	0,84
5	55	49,9	-86,15	201,97	3907,29	5,91	0,00	7,07	0,70
6	56	50,9	-82,25	204,78	3983,95	5,91	0,00	7,07	0,56
7	57	51,9	-78,24	207,58	4060,62	5,91	0,00	7,07	0,42
8	58	52,8	-74,12	210,37	4137,28	5,91	0,00	7,07	0,28
9	59	53,8	-69,88	213,15	4213,94	5,91	0,00	7,07	0,14
10	60	54,8	-65,53	215,92	4290,61	5,91	0,00	7,07	0,00

[Φ12/ 40x40cm]

Legenda:

V_{Ed} = Sforzo di taglio ultimo

V_{Rd} = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V_{Rcd} = Resistenza della sezione bielle compressa

Asw/s_{nec} = Area di armatura a taglio necessaria

Asw/s_{min} = Area di armatura a taglio minima

Asw/s_{prog} = Area di armatura a taglio di progetto

La parete del muro risulta verificata nei riguardi degli SLU per flessione e taglio, disponendo verticalmente barre Φ16 a passo 20 cm e armatura corrente orizzontale Φ12/ 20 cm, sia internamente che esternamente, più spilli trasversali Φ12/ 40 x 40 cm.

8.2.4 CALCOLO E VERIFICA STRUTTURALI DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE DEL MURO

VERIFICA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE (MODELLO A MENSOLA)

Lunghezza sbalzo L [m] 1,30 → $\lambda = L/H = 2,17$ → "snella"

Dati di input

Altezza zattera H [m] 0,60

Combinazione di verifica n° 4 (SISMA X+ Z-)

Sforzo normale sul palo 1:

$N_{Ed,1} = 158,98$ kN

Lunghezza mensola:

L = 1,30 m

Larghezza collaborante:

B = 1,00 m

Distanza del palo P1 dall'incastro

$d_1 = 0,80$ m

Peso specifico calcestruzzo:

$\gamma_{cls} = 25,0$ kN/m³

Altezza platea:

H = 0,60 m

Calcolo azioni

N° sez.	x da incastr.	x da estr. lib.	Vtot	Mmax	Mmin
	(m)	(m)	(kN)	(kNm)	(kNm)
0	0,00	1,30	178,48	-139,86	-139,86
1	0,13	1,17	176,53	-116,78	-116,78
2	0,26	1,04	174,58	-93,96	-93,96
3	0,39	0,91	172,63	-71,39	-71,39
4	0,52	0,78	170,68	-49,08	-49,08
5	0,65	0,65	168,73	-27,02	-27,02
6	0,78	0,52	166,78	-5,21	-5,21
7	0,91	0,39	5,85	-1,14	-1,14
8	1,04	0,26	3,90	-0,51	-0,51
9	1,17	0,13	1,95	-0,13	-0,13
10	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00

Momento massimo positivo a ml:

$M_{Ed,inf} = 0,00$ kNm/m

(fibre inferiori mensola)

Momento massimo negativo a ml:

$M_{Ed,sup} = -139,86$ kNm/m

(fibre superiori mensola)

Taglio massimo a ml:

$V_{Ed} = 178,48$ kN/m

Parametri di resistenza

Resistenza caratt. cls:

$R_{ck} = 37,0$ Mpa

Resistenza a compressione di calcolo cls:

$f_{cd} = 20,47$ Mpa

Resistenza a trazione di calcolo cls:

$f_{ctd} = 3,01$ Mpa

Resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio:

$f_{yk} = 450$ MPa

Resistenza di progetto a snervamento dell'acciaio:

$f_{yd} = 391,30$ Mpa

Tabella di verifica a flessione

Descriz.	Hp	c ₁	Hp-c ₁	M _{Ed}	μ _{Ed}	ω _{Ed}	As _{nec}	As _{min}	As _{prog}
	(m)	(m)	(m)	(kNm/m)			(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
M _{Ed,sup}	0,60	0,050	0,550	-139,86	0,022583	0,023093	6,65	12,00	12,72
M _{Ed,inf}	0,60	0,050	0,550	0,00	0,000000	0,000000	0,00	12,00	12,72

Φ18/ 20 cm

Tabella di verifica a taglio

Descriz.	Hp (m)	c ₂ (m)	V _{Ed} (kN/m)	V _{Rd} (kN/m)	V _{Rcd} (kN/m)	cotθ (1-2.5)	Asw/s _{nec} (cm ² /m)	Asw/s _{min} (cm ² /m)	Asw/s _{prog} (cm ² /m)
V _{Ed}	0,60	0,050	178,48	216,51	2026,86	2,0	-	9,85	14,14

Φ12/ 40x20 cm

Legenda

Hp = Spessore della fondazione

c₁ = Copriferro armatura longitudinale

c₂ = Copriferro armatura trasversale

M_{Ed} = Momento ultimo agente

V_{Ed} = Taglio ultimo agente

μ_{Ed} = Momento agente sulla platea, adimensionalizzato

ω_{Ed} = Rapporto meccanico di armatura

As_{nec} = Area di armatura necessaria

As_{min} = Area di armatura minima di normativa

As_{prog} = Area di armatura di progetto

V_{Rd} = Res. a taglio della sezione priva di armatura

V_{Rcd} = Max taglio senza rottura delle bielle compresse

θ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

Asw/s_{min} = Area armatura a taglio minima di normativa

Asw/s_{nec} = Area armatura a taglio necessaria

Asw/s_{prog} = Area armatura a taglio di progetto

La mensola di fondazione del muro soddisfa le verifiche a taglio e momento flettente con armatura longitudinale Φ18/ 20 cm più spilli trasversali Φ12/ 40 x 20 cm (sono inoltre disposti Φ12/ 20 cm correnti lungo la zattera).

8.2.5 RESISTENZA STRUTTURALE E ALLO SFILAMENTO DEGLI ANCORAGGI

VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEL TIRANTE

Diametro di perforazione:

Dp = **180 mm**

Coefficiente di incremento del diametro di perforazione:

α = **1,1**

Diametro di perforazione reso:

αDp = **198 mm**

Aderenza malta-terreno fondazione:

τs = **150 kPa**

Lunghezza di ancoraggio:

L_{fond} = **14 m**

Coefficiente di sicurezza parziale della resistenza:

γ_R = **1,2** (permanente)

Fattore di correlazione del numero di verticali indagate:

ξ = **1,8**

Azione agente /ml:

tir1 = **120 kN/m**

Interasse:

i = **2 m**

Azione totale agente /tirante:

Tir = 240 KN

Resistenza geotecnica assiale:

R_{Rd,GEO} = **604,5 kN** VERIFICATO

Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (1% ε_{tot}):

f_{p(1)k} = **1670 MPa**

Diametro del trefolo:

Dt = **15,2 mm**

Area sezione trasversale del trefolo:

A_{tr} [mm²] = **139,0**

n° trefoli

n = **4**

Coefficiente di sicurezza parziale acciaio:

γ_S = **1,15**

Resistenza strutturale assiale:

R_{Rd,STR} = **807,4 kN** VERIFICATO