

COMMITTENTE:



COMUNE DI BRICHERASIO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Geom. Romina BRUNO FRANCO

OGGETTO:

**SISTEMAZIONE SCARPATA A PROTEZIONE VIABILITA' PUBBLICA IN STRADA
CESANI MARCIOTTINA- CONTRIBUTO ANNO 2021 - PER INTERVENTI RIFERITI AD
OPERE PUBBLICHE DI MESSA IN SICUREZZA DEGLI EDIFICI E DEL TERRITORIO
PREVISTI DALL'ART. 1 , C. 139 , LEGGE DI BILANCIO N. 145 DEL 2018**

LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI BRICHERASIO - STRADA CESANI MARCIOTTINA

FASE PROGETTUALE:

STUDIO DI FATTIBILITÀ / PROGETTO DEFINITIVO

8	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
1	Giugno 2021	Studio fattibilità / Progetto definitivo	SG	GO	GO
REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO

TITOLO:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

ARCHIVIO:

5253

FILE N°:

TESTALINI

DATA:

Loranzè, Giugno 2021



HYDROGEOS
STUDIO TECNICO ASSOCIATO

TAVOLA N°

C

SCALA:

--

Studio Tecnico Associato

ing. GABRIELE
ing. NOASCONO
ing. ODETTO
geol. CAMBULI
ing. VIGNONO
ing. ZAPPALÀ
P.IVA 08462870018

Sede legale

Via Giosuè Gianavello, n. 2
10060 Rorà (TO)
TEL. 0121/93.36.93
FAX 0121/95.03.78

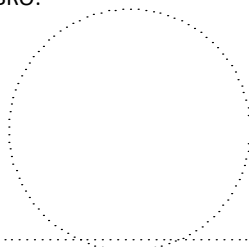
Sede operativa

Strada Provinciale 222, n. 31
10010 Loranzè (TO)
TEL. 0125/19.70.499
FAX 0125/56.40.14
e-mail: info.hydrogeos@ilquadrifoglio.to.it

PROGETTISTA:

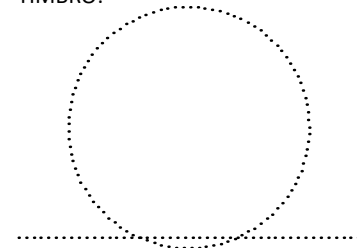
Dott. Ing. Gianluca ODETTO
N° 7269 J ALBO INGEGNERI
PROVINCIA DI TORINO

TIMBRO:



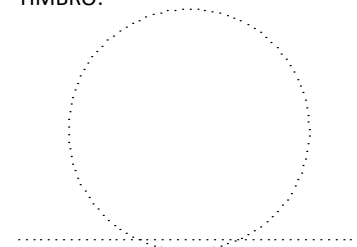
ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



ALTRA FIGURA:

TIMBRO:





Indice

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	INTERVENTO IN PROGETTO: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO, GEOMORFOLOGIA, INTERFERENZE COL TERRITORIO	5
3.1	Inquadramento topografico	7
4	INTERVENTI IN PROGETTO: DESCRIZIONE, GEOMETRIA, METODO E CODICE DI CALCOLO	11
4.1	Descrizione intervento in progetto	11
4.2	Geometria	12
4.3	Metodo e codice di calcolo	14
5	CARATTERISTICHE E GEOTECNICHE	19
6	DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO	21
6.1	Analisi delle condizioni di stabilità dei pendii	25
6.2	Analisi delle condizioni di stabilità dei muri di sostegno	27
7	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI	29
8	AZIONI	30
8.1	Carichi permanenti strutturali	30
8.2	Carichi permanenti non strutturali	30
8.3	Carichi variabili	30
9	COMBINAZIONI DI CARICO E ANALISI DI STABILITÀ	31
9.1	Descrizione combinazioni di carico delle scogliere	33
9.2	Opzioni di calcolo dell'analisi di stabilità	36
10	. MODELLO DI CALCOLO E RISULTATI DELLE VERIFICHE	36
10.1.1	Geometria di modellazione	37
10.1.2	Sollecitazioni agenti	39
10.1.3	Risultati delle verifiche	40
11	CONCLUSIONI	42



1 PREMESSA

L'Amministrazione Comunale di Bricherasio ha incaricato, con Det. n. 67 del 09/04/2021, il sottoscritto Dott. Ing. Gianluca ODETTO, in qualità di rappresentante dello Studio HYDROGEOS con sede legale in via Giosuè Gianavello n. 2 - 10060 Rorà (TO), della redazione del progetto per la realizzazione dei lavori di "SISTEMAZIONE VERSANTI E REGIMAZIONE ACQUE IN LOCALITÀ CESANI MARCIOTTINA".

La presente relazione, dopo un inquadramento topografico dell'area oggetto di intervento, illustra i risultati delle verifiche di stabilità dell'opera di sostegno del tipo "scogliera in massi posati a secco", prevista nell'ambito del sopracitato progetto riguarda il consolidamento della scarpata per il sostegno della viabilità comunale in località Cesani Marciottina e la suolatura dell'alveo del rio esistente.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- L.G. Cons. Sup. LL.PP. allegato al voto n. 36 del 27/07/2007 – “Pericolosità sismica e Criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale”;
- R.D. n. 3267 del 30/12/1923 – “Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani”;
- D.M. 11/03/1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioni”;
- Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24 /09/1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioni. Istruzioni per l'applicazione.”;
- Legge n. 64 del 02/02/1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. del 24/01/1986 – “Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”;
- D.M. del 16/01/1996 – “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;
- Circolare n. 65 del 10/04/1997 – “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. del 16/01/1996”;
- D.M. del 17/01/2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare n. 7 del 21/01/2019 – “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M 17/01/2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- EUROCODICE 7 – “Progettazione geotecnica”;
- EUROCODICE 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” e appendice nazionale;

3 INTERVENTO IN PROGETTO: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO, GEOMORFOLOGIA, INTERFERENZE COL TERRITORIO

Gli interventi in progetto sono localizzati nel comune di Bricherasio (TO) nella località di Cesani Marciottina, lungo il versante a nordest del Rio esistente.

I lavori si sono resi necessari a seguito dei segni di cedimento sulla strada Cesani Marciottina, evidenziata dalle crepe presenti sulla strada.

Per mettere in sicurezza il versante, si provvederà con la messa in opera di scogliere in massi a secco a completamento della gabbionata esistente su entrambi i lati.

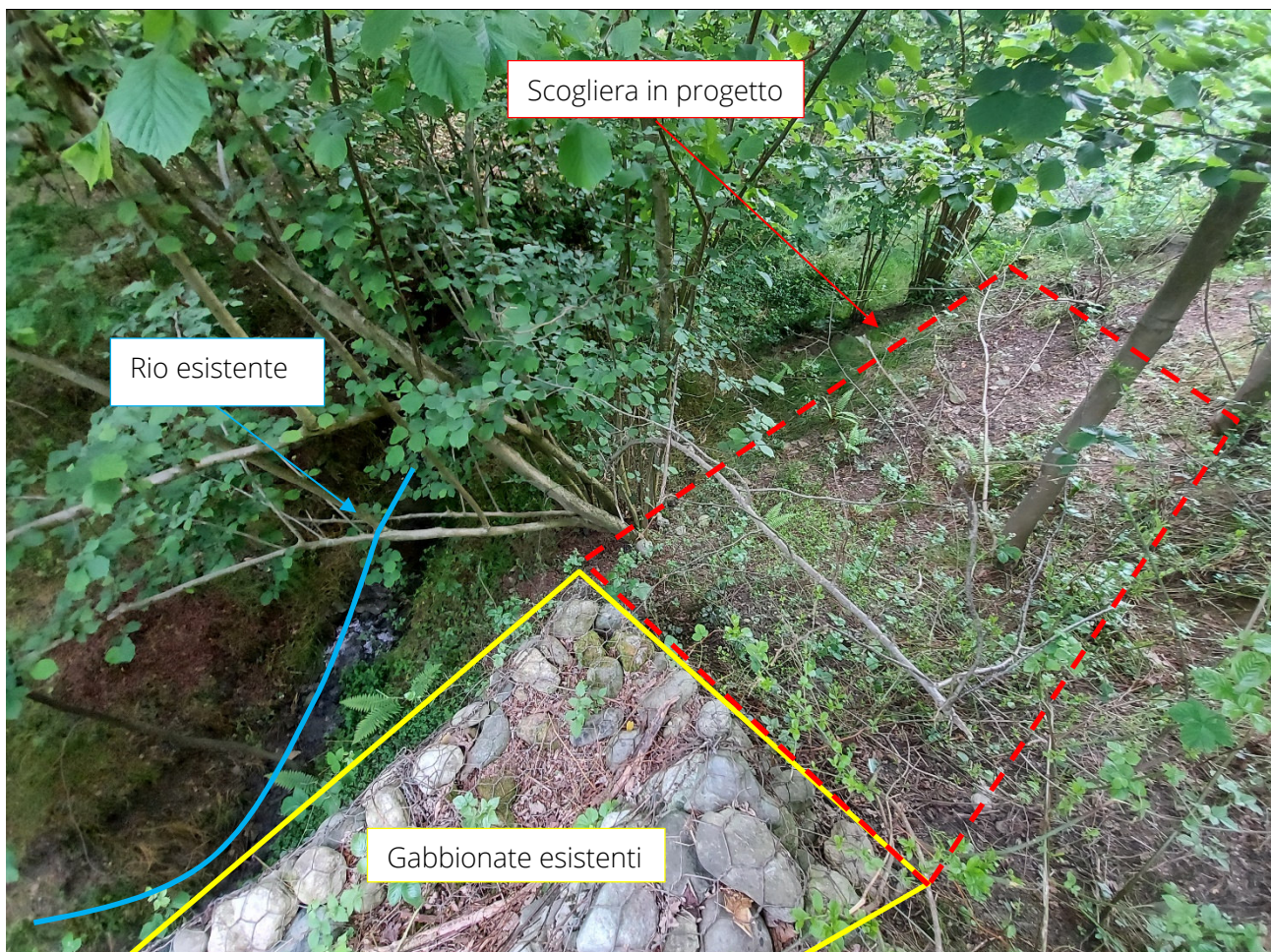


Figura 1 - Inquadramento fotografico dello stato attuale

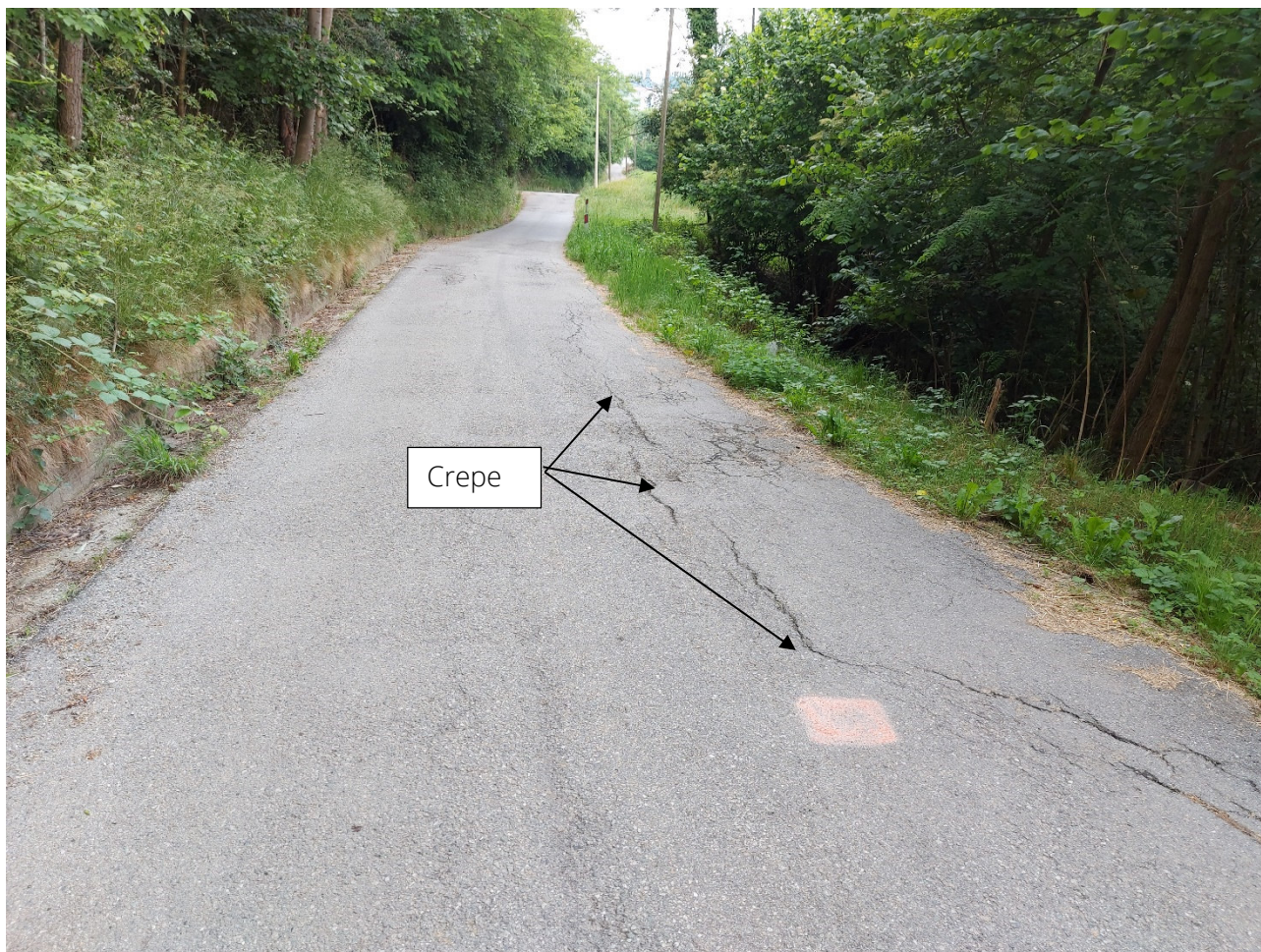


Figura 2. Deformazione sulla Strada Cesani Marciottina

3.1 Inquadramento topografico

Il presente progetto, inerente il consolidamento della scarpata per il sostegno della viabilità comunale in località Cesani Marciottina e la suolatura dell'alveo del rio esistente, ha il seguente riscontro cartografico su Carta Tecnica Regionale CTR: 172160.

Le coordinate baricentriche, geografiche e chilometriche UTM WGS 84, del luogo in cui sono previste le opere in progetto sono le seguenti:

Geografiche	
Latitudine	44°50'13.62"N
Longitudine	7°17'49.32"E

Chilometriche	
Nord	4'966'354.106 m N
Est	365'295.361 m E

L'altezza è di circa 400 m.

Si riportano a seguire degli estratti cartografici con individuazione dell'ubicazione dell'intervento.

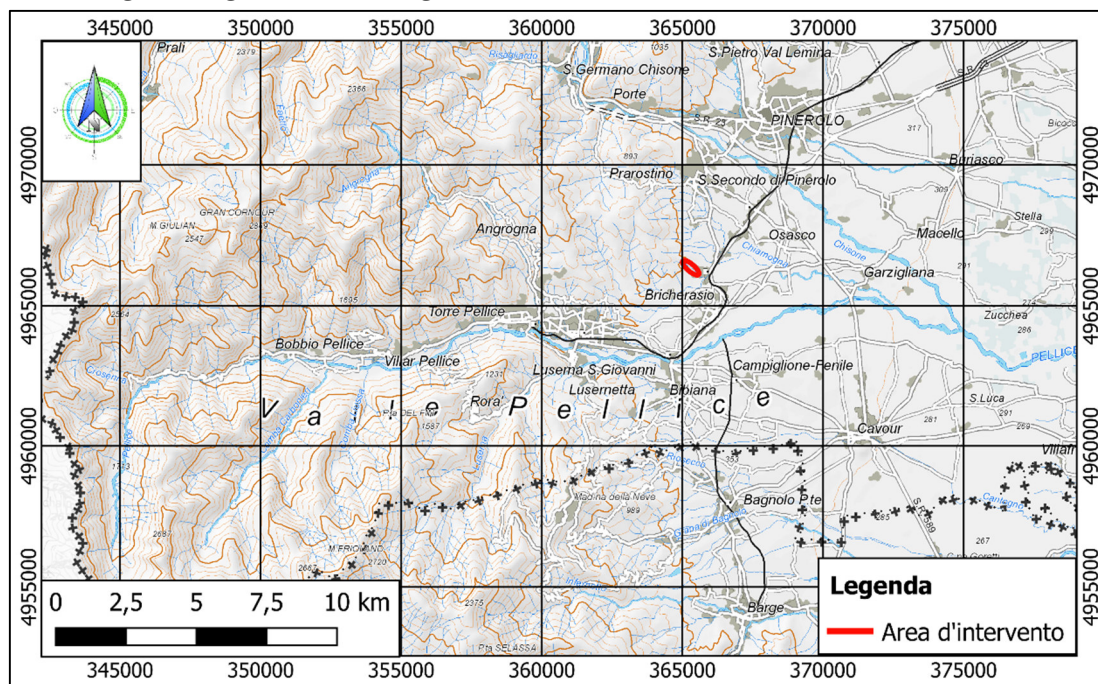


Figura 3 - Inquadramento dell'area di intervento su sfumo in scala 1:250'000

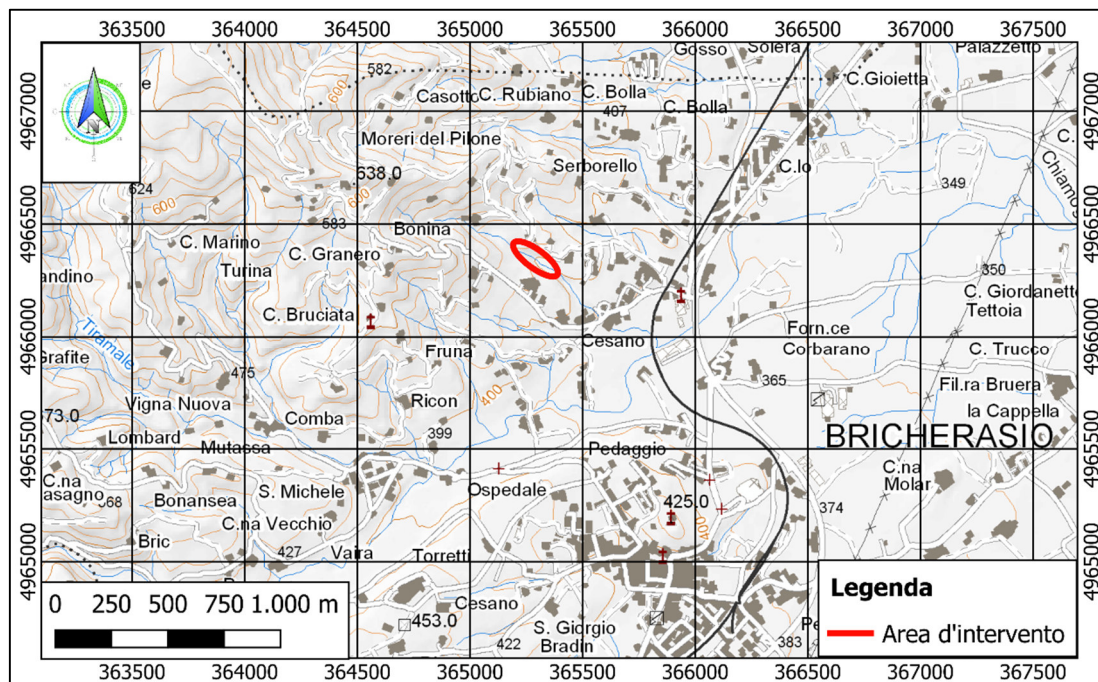


Figura 4 - Inquadramento dell'area d'intervento su sfumo in scala 1:50'000

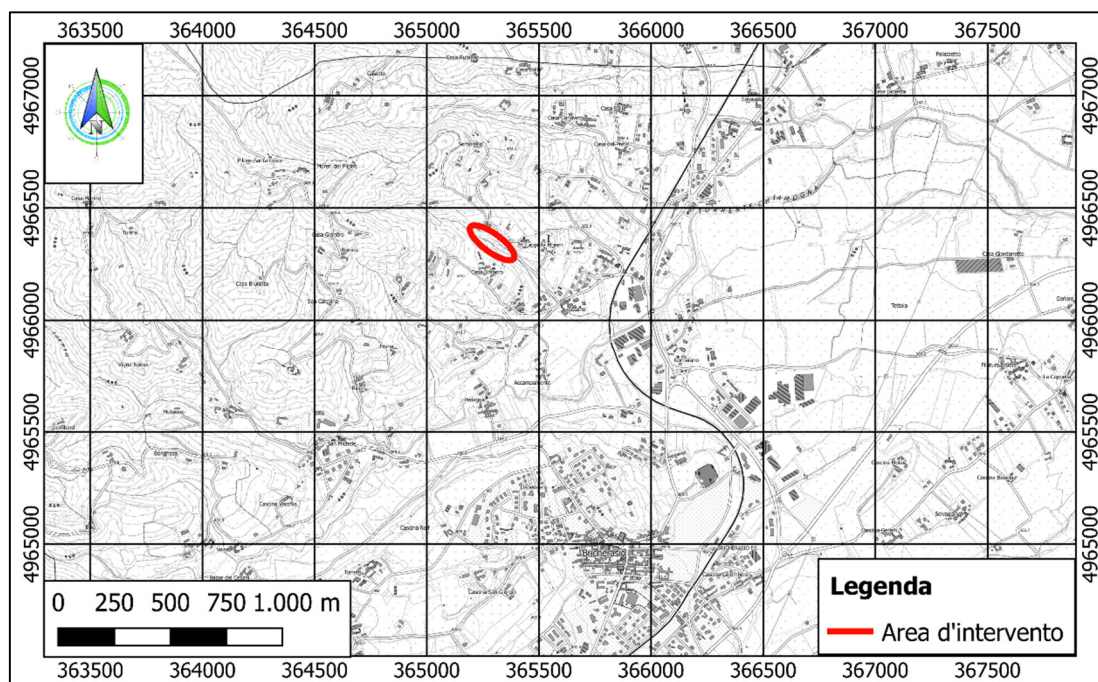


Figura 5 - Inquadramento dell'area d'intervento su bdtrc

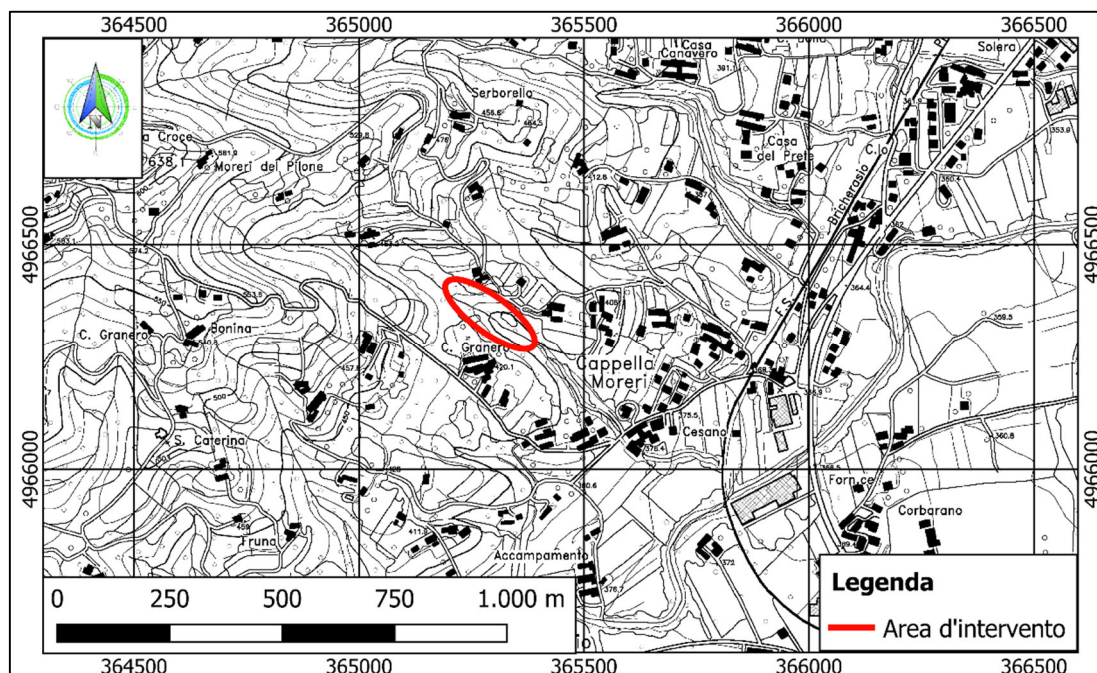


Figura 6 – Inquadramento dell'area d'intervento su CTR172160

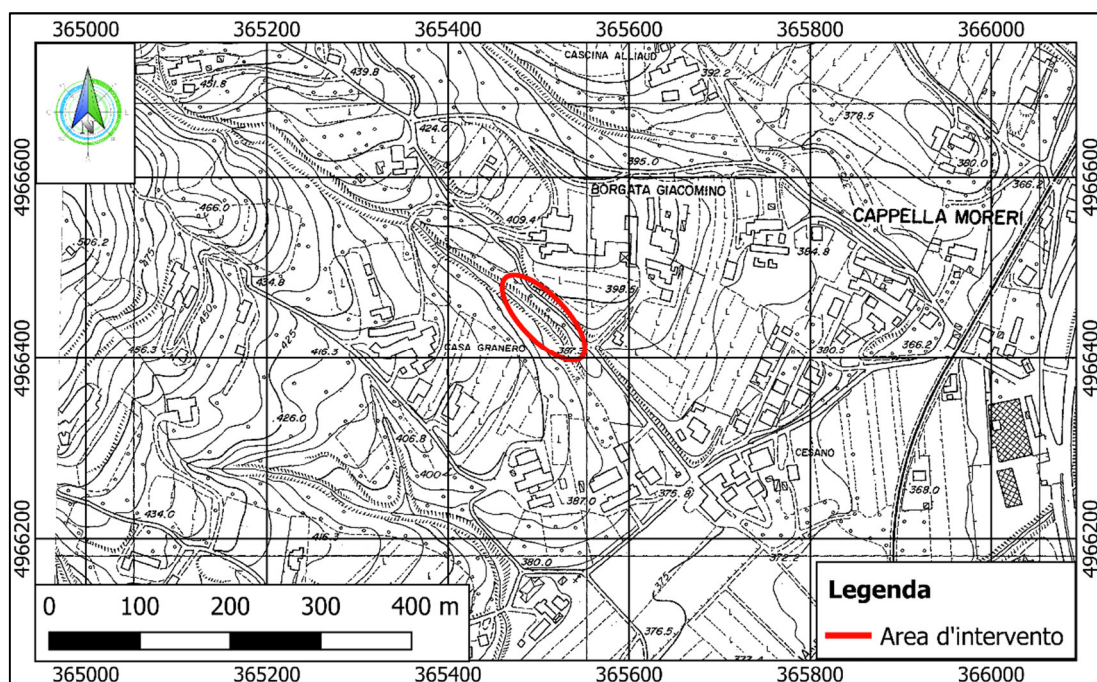


Figura 7 – Inquadramento dell'area d'intervento su CTP172161

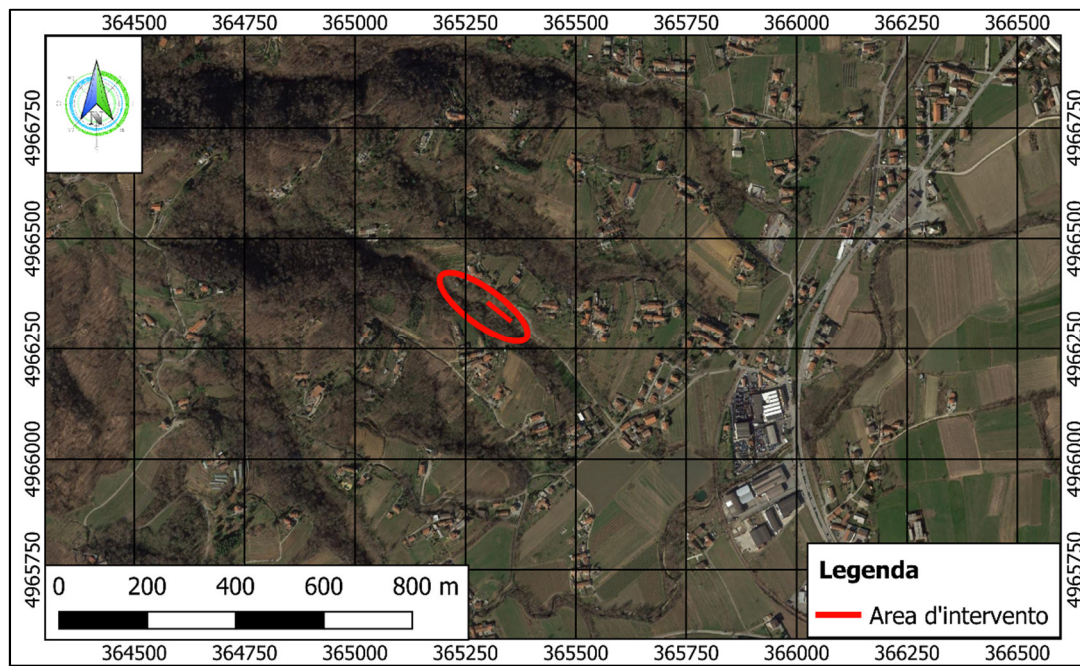


Figura 8 - Ubicazione intervento su ortofoto

4 INTERVENTI IN PROGETTO: DESCRIZIONE, GEOMETRIA, METODO E CODICE DI CALCOLO

4.1 Descrizione intervento in progetto

L'intervento consiste nel prolungare le misure di sicurezza del versante, attraverso la costruzione di una scogliera su entrambi i lati dell'attuale muro in gabbioni (gabbionata). Le opere saranno realizzate sulla scarpata in sinistra idrografica del Rio nella località di Cesani Marciottina del comune di Bricherasio.



Figura 9 – Estratto della Tav.03_Planimetria_progetto – planimetria di progetto – scala 1:200

Il presente progetto riguarda il consolidamento della scarpata per il sostegno della viabilità comunale in località Cesani Marciottina e la suolatura dell'alveo del rio esistente.



In particolare, le lavorazioni previste sono:

- Opere propedeutiche alla manutenzione e realizzazione dell'area di cantiere, pulizia sponda della strada e manutenzione del tratto di gabbionata esistente.
- Realizzazione di n° due tratti di scogliera di sottoscampa, uno a monte ed uno a valle della gabbionata esistente, per il consolidamento ed il sostegno della viabilità comunale, mediante massi di cava posati a secco. Il tratto a monte della gabbionata esistente avrà una lunghezza di circa 24 metri, con fondazione della larghezza variabile da 2,50 m a 3,10 m e spessore di 1,00 m e con elevazione a sezione variabile con uno spessore alla base da 2,00 m a 2,60 m ed in testa da 1,00 m a 1,50 m, con altezza da 2,50 m a 4,50 m. Il tratto a valle della gabbionata esistente avrà una lunghezza di circa 38 metri, con fondazione della larghezza variabile da 2,50 m a 3,10 m e spessore di 1,00 m e con elevazione a sezione variabile con uno spessore alla base da 2,00 m a 2,60 m ed in testa da 1,00 m a 1,50 m, e con altezza da 2,50 m a 4,50 m.
- Realizzazione di una suolatura in massi a secco nell'alveo del rio esistente, per una lunghezza di circa 45 metri ed uno spessore variabile da 2,50 m a 3,00 m.

Nel seguito verrà illustrata la geometria delle opere nelle sezioni più critiche, verrà eseguita l'analisi di stabilità delle scogliere in progetto e inoltre un'analisi di stabilità del versante.

4.2 Geometria

La scogliera in massi posati a secco ha sezione variabile, con larghezza in testa tra 1.00 m – 1.50 m e altezza del paramento tra 2.50 m - 4.50 m con inclinazione interna di 60.5° e esterna di 83° con rispetto a la orizzontale. La fondazione ha una mensola di valle di 0.50 m e spessore di 1.00 m, la lunghezza totale della fondazione varia tra 2.50 m – 3.10 m e una inclinazione di 5° con rispetto a la orizzontale.

Al piede di ciascuna scogliera verrà effettuato un riempimento con massi posati a secco in modo da evitare la creazione di un vincolo rigido.

Si riporta di seguito una rappresentazione esemplificativa.

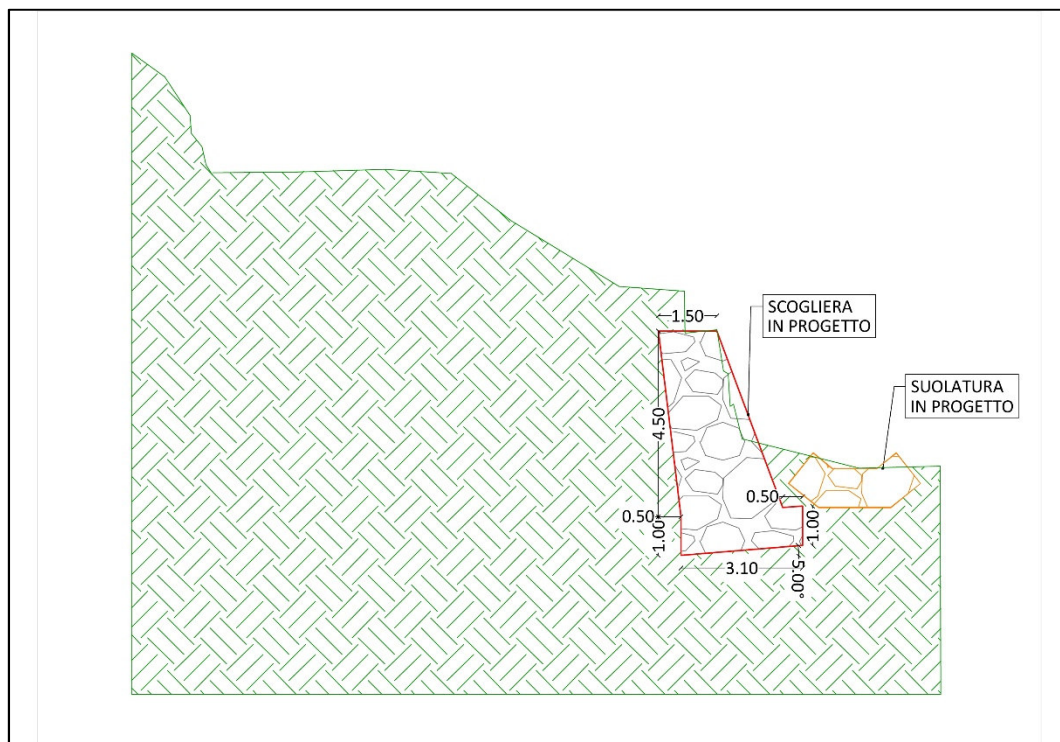


Figura 10 – Estratto della Tav.04_Sezioni_7-7.



4.3 Metodo e codice di calcolo

I calcoli per il dimensionamento strutturale delle opere sono stati condotti adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, verificandone i requisiti di sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica) e allo stato limite di esercizio. L'analisi delle azioni sismiche ha comportato inoltre la valutazione delle relative deformazioni.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere sinteticamente così riassunta:

- Individuazione della classe d'uso dell'opera e della sua vita utile;
- Definizione delle azioni agenti in condizioni statiche e dinamiche attraverso l'individuazione delle condizioni di carico;
- Predisposizione delle combinazioni di carico, con i relativi coefficienti di combinazione allo SLU, SLE, SLV, SLD;
- Analisi dell'involuppo delle azioni agenti;
- Dimensionamento degli elementi strutturali e verifica della funzionalità delle strutture progettate.

La sicurezza e le prestazioni sono state garantite verificando gli stati limite sopra definiti in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme.

L'analisi strutturale condotta è stata del tipo: **SISMICA STATICA EQUIVALENTE**.

Ai sensi del par. 6.4.2.1 delle NTC/2018 le verifiche sulle opere di fondazione superficiale vanno effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO);
 - o Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
 - o Collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - o Stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR);
 - o Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale è stata effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche vanno effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali previsti all'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC/2018.

Ai sensi del par. 6.5.3.1.1 delle NTC/2018, la verifica del muro di sostegno è stata effettuata con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] della norma sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - o scorrimento sul piano di posa;
 - o collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - o ribaltamento;
 - o stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno	
Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 1 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (Tab.6.5.I delle NTC2018)



La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo di verifica di stabilità della scogliera sono stati effettuati con il programma di modellazione Max 15, prodotto da Aztec Utility.

Il software MAX è dedicato all'analisi e al calcolo dei muri di sostegno. I tipi di muro che è possibile analizzare con il programma Max sono:

- Muri a gravità;
- Muri a semigravità;
- Muri in calcestruzzo armato.

Possono essere inoltre considerati, in funzione del tipo di muro e del materiale che lo costituisce, muri con:

- Contrafforti;
- Mensole di contrappeso e di marciapiede;
- Pali di fondazione;
- Tiranti di ancoraggio.

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Ai sensi del par. 6.3.4. delle NTC/2018, "le verifiche di sicurezza per la stabilità di pendii naturali sono state effettuate con metodi che tengono conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali.

La verifica di sicurezza di un pendio non in frana deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso. Inoltre, le verifiche devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_d) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico. [...]"

La modellazione del versante interessato dalle opere di sostegno e la rielaborazione dei risultati del calcolo di verifica di stabilità del pendio è stata effettuata con l'ausilio del programma di modellazione Stap Full 14, prodotto da Aztec Utility.

Il programma STAP (Stabilità Pendii in Terreni e Rocce), sviluppato in ambiente Windows, è dedicato all'analisi di stabilità di pendii in terreni e rocce in condizioni statiche o con sisma in direzione orizzontale e/o verticale.

Il programma è dotato di un ambiente grafico interattivo attraverso il quale è possibile definire il problema da analizzare: stratigrafia, falda, carichi e interventi. La falda può essere freatica o artesiaiana e in condizioni idrostatiche o di flusso stazionario.

I carichi possono essere:

- concentrati, verticali o orizzontali
- distribuiti, costanti o variabili linearmente sia orizzontali sia verticali.

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che



sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo di entrambi i software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

5 CARATTERISTICHE E GEOTECNICHE

Per la valutazione delle caratteristiche geotecniche del terreno su cui si andrà ad intervenire si sottolinea che i terreni sono costituiti da coltri di alterazione del sottostante substrato lapideo, e poiché non sono disponibili caratterizzazioni geotecniche sito specifiche, per le verifiche geotecniche i parametri utilizzati sono desunti, cautelativamente, dai risultati dell'analisi a posteriori di stabilità del pendio che è di seguito riportata.

Si è dunque analizzata la scarpata in frana attraverso il metodo della *analisi a posteriori*: ricercando i parametri di coesione e angolo di attrito minimo tali da comportare la stabilità della scarpata nelle condizioni attuali e per la sezione più critica.

La *back analysis* è stata eseguita tramite l'utilizzo del software STAP FULL 14.

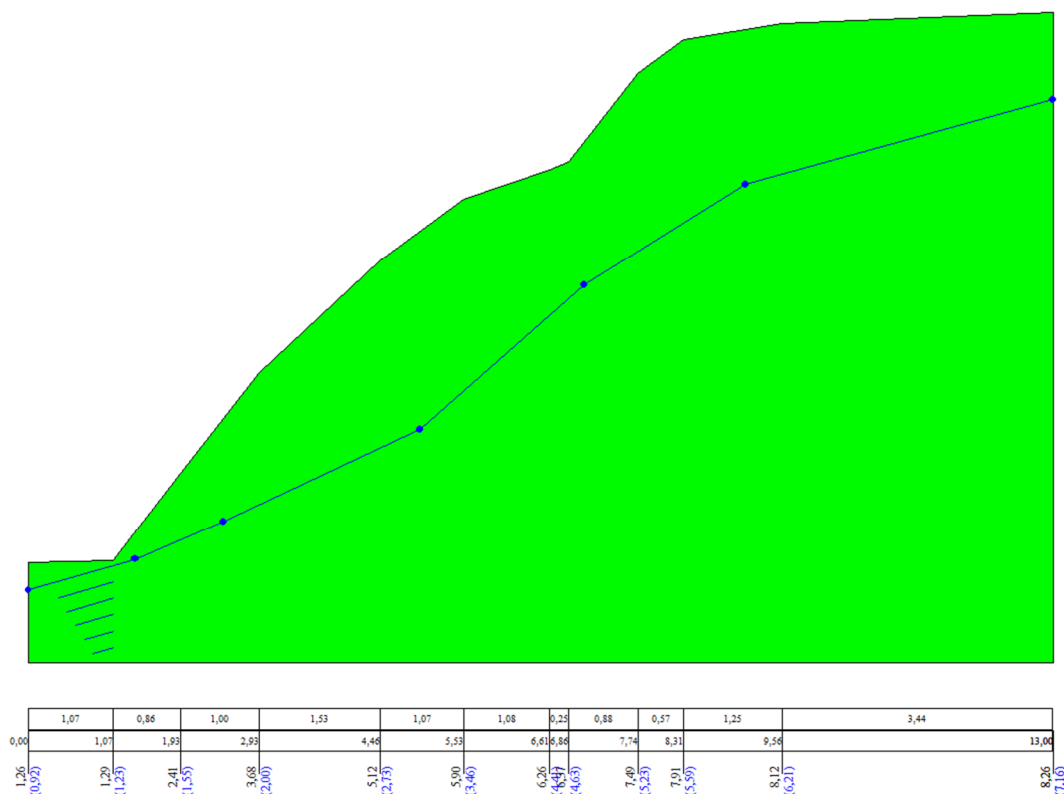
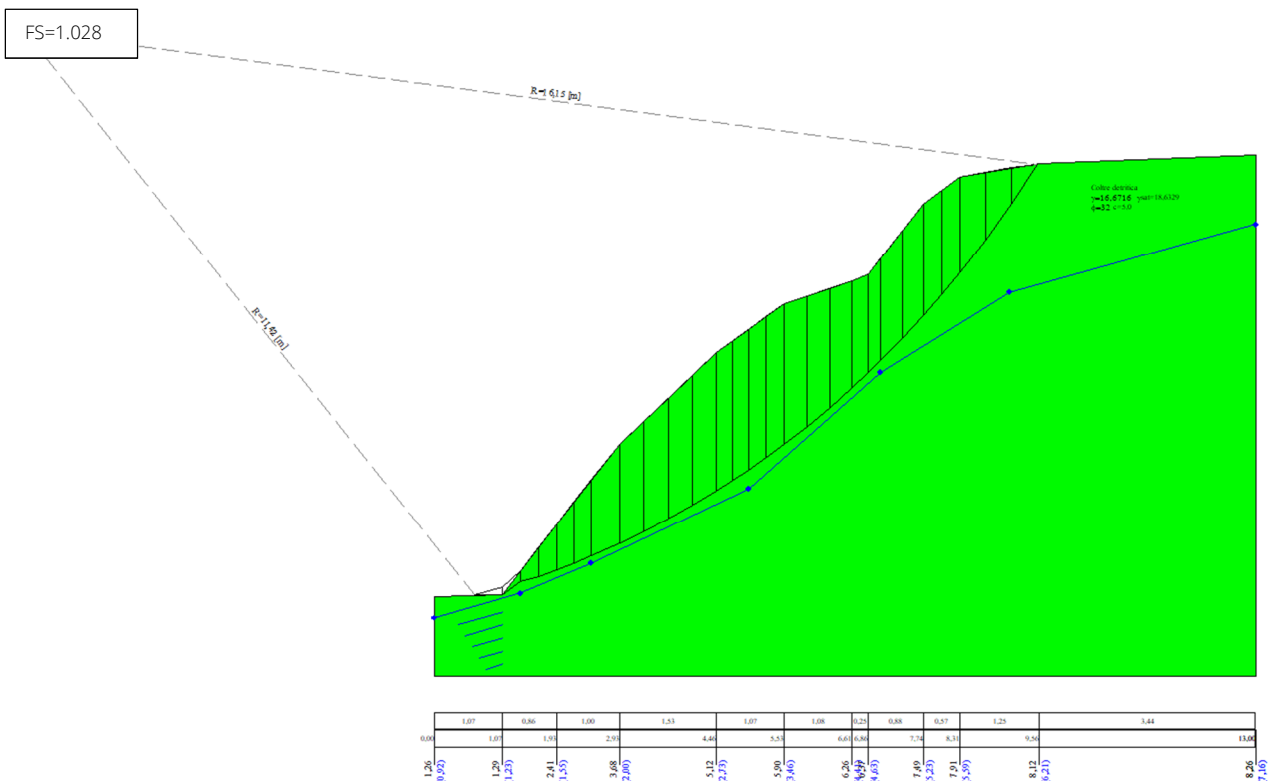


Figura 11. Sezione 7-7, lunghezza circa 13.00 m, altezza totale circa 8.30 m



I risultati ottenuti dall'applicazione del metodo della *back analysis* eseguita tramite l'utilizzo del software STAP FULL 14 e sulla base dell'analisi dei dati di bibliografia, delle conoscenze pregresse su coltri detritiche di alterazione, prevalentemente costituite da clasti di dimensioni centimetriche con ghiaie in matrice limoso sabbiosa fine di alterazione, aventi caratteristiche simili a quelli del sito in esame, si possono ipotizzare cautelativamente i seguenti valori dei principali parametri geotecnici da assegnare ai terreni per le analisi di stabilità delle opere di sostegno:

Descrizione	Peso unità di volume secco [kg/m³]	Peso unità di volume saturo [kg/m³]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [kPa]
Coltre detritica	1660	1860	32	5

20

6 DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

Si riporta di seguito la mappatura del Piemonte che riporta la classificazione sismica del territorio regionale, redatta ai sensi dell' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 11-13058 del 19.01.2010, entrata in vigore con la D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011 ed in seguito modificate con la D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 ed in seguito aggiornata nuovamente con l'entrata in vigore della Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656.

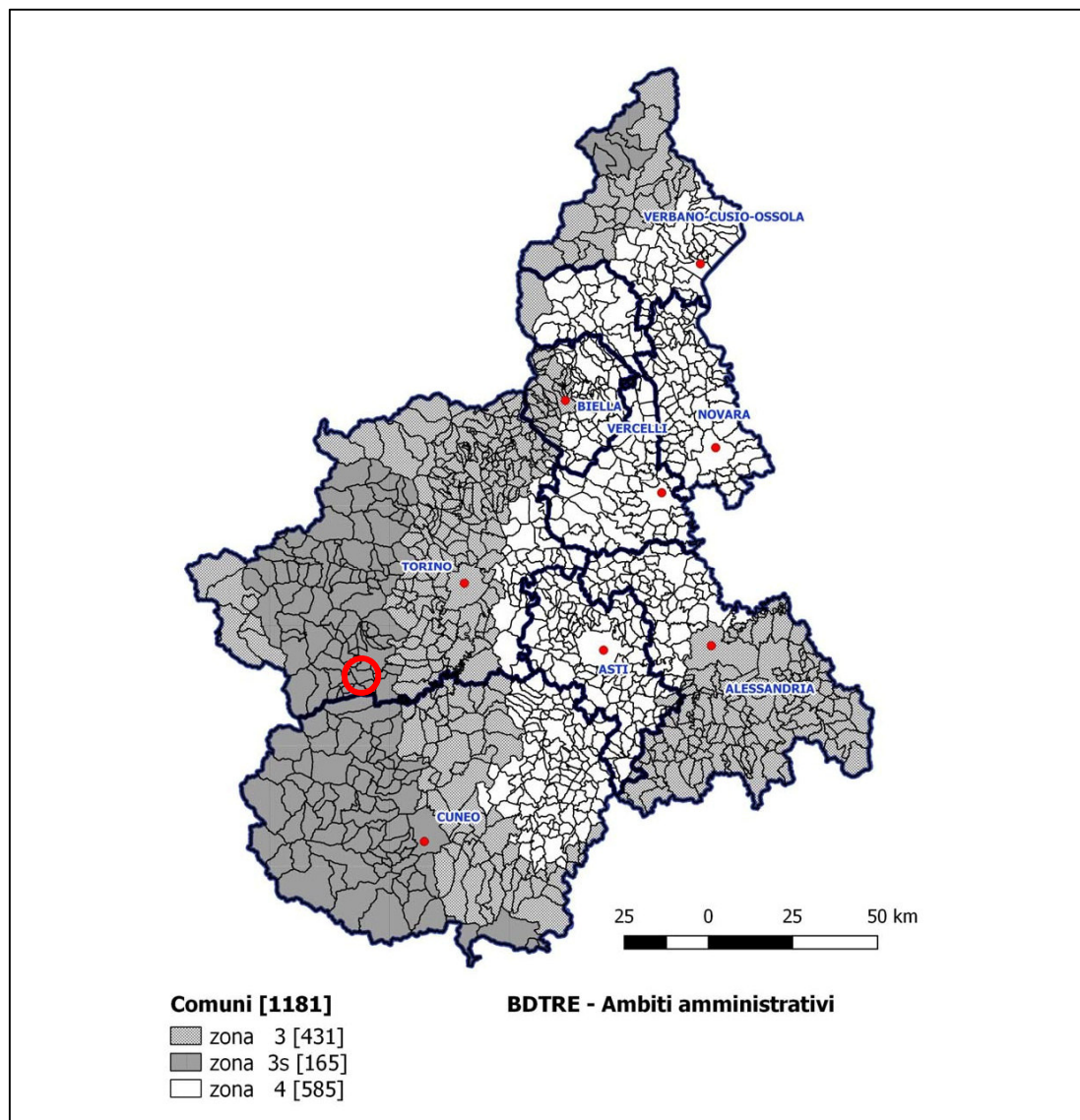


Figura 13 - Mappatura delle aree sismiche in Piemonte.

Il Comune di Bricherasio (TO) rientra tra le aree classificate in Zona 3s.

Regione		PIEMONTE
Provincia		TORINO
Comune		Bricherasio
Coordinate Geografiche del cantiere	Latitudine	44°50'13.62"N
	Longitudine	7°17'49.32"E
Altitudine		400 m s.l.m.
Zona sismica		ZONA 3s
Tipo di opera	TAB. 2.4.I D.M. 17/01/2018	ORDINARIA
Vita nominale V_N	P.to 2.4.1 D.M. 17/01/2018	50 ANNI
Classe d'uso	P.to 2.4.2 D.M. 17/01/2018	II
Coefficiente d'uso C_U	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	1
Periodo di riferimento per azione sismica V_R	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	50 ANNI

Tabella 3 – Dati della struttura e zona sismica

Le Norme Tecniche per le Costruzioni individuano le azioni sismiche di progetto a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Le NTC2018 definiscono al par. 3.2 la pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il calcolo delle opere in oggetto è stato realizzato facendo riferimento ai seguenti parametri:



	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [-]	T_c [s]
SLO	30	0.388	2.456	0.206
SLD	50	0.515	2.429	0.226
SLV	475	1.304	2.467	0.265
SLC	975	1.643	2.494	0.274

Tabella 4 - Parametri sismici di progettazione

6.1 Analisi delle condizioni di stabilità dei pendii

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche, come anche il comportamento dei fronti di scavo, può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile che si manifestano nei terreni a grana fine sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \times W$ ed $F_v = k_v \times W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale è necessario individuare il valore del coefficiente topografico S_T , dipendente dalle categorie topografiche illustrate nella seguente tabella:

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 5 - Categorie topografiche - Tabella 3.2.III D.M. 17/01/2018

Il caso in studio appartiene alla categoria topografica T2, alla quale corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.2 (tabella 3.2.V D.M. 17/01/2018)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario inoltre valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento illustrate nella seguente tabella:



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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Annessi 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 6 - Categorie di sottosuolo da Tabella 3.2.II D.M. 17/01/2018

Non avendo effettuato indagini specifiche in sito, nel caso in progetto si assume che la categoria di sottosuolo sia la D, alla quale corrisponde il valore massimo del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s pari a 1.8.

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 7 - Espressioni di S_s Tabella 3.2.IV D.M. 17/01/2018

Si valuta infine il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s , funzione dell'accelerazione massima e del tipo di sottosuolo, che varia nel caso in cui si faccia riferimento ad un pendio naturale o ad un fronte di scavo.

Nel caso dell'analisi di stabilità di un pendio naturale si fa riferimento alla tabella 7.11.I del D.M. 17/01/2018, dalla quale si ricava $\beta_s=0.20$.

Tab. 7.11.I – 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

Tabella 8 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (D.M. 17/01/2018)

Nel caso dell'analisi di stabilità di un fronte di scavo coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito assume i seguenti valori:

- $\beta_s = 0.38$ nella verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_s = 0.47$ nella verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

6.2 Analisi delle condizioni di stabilità dei muri di sostegno

L'analisi delle condizioni di stabilità dei muri di sostegno, a meno di specifiche analisi dinamiche, in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici e metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Il valore del coefficiente di amplificazione topografico S_T e il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s sono uguali a quelli appena riportati per l'analisi di stabilità dei pendii.

Si valuta infine il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m , che risulta quantificato come segue:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.



Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (7.11.1 del D.M. 17/01/2018) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Nel caso in questione i valori di β_m sono stati calcolati mediante l'utilizzo del software MAX 15 durante il calcolo delle verifiche di stabilità della scogliera.

Calcolo Bm secondo Circolare 21/01/2019 n° 7 C.S.LL.PP. (par C7.11.6.2)				
AgCrit = 1,246 [m/s^2]		Amax = 2,817 [m/s^2]		$\beta_{m,critico} = 0,442$
	Verifica SLV	Bm	Kh [%]	Kv [%]
✱	Scorrimento	0,380	10,911	5,456
	Carico limite, stabilità globale e verifiche strutturali	0,442	12,697	6,349
	Ribaltamento	0,663	19,046	9,523

Tabella 9 – Calcolo di β_m secondo Circolare 21/01/2019 n. 7

7 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

Massi posati a secco non cementati: materiale litoide proveniente da disalveo o da cava, non friabile né gelivo, ad elevato peso specifico. Le caratteristiche meccaniche vengono riportate nella seguente tabella:

Resistenza a compressione	(kPa)	30000
Angolo di attrito interno	(°)	45
Resistenza a taglio	(kPa)	5
Peso di volume	(kg/m ³)	2300

Tabella 10 – Parametri pietrame



8 AZIONI

In accordo con la normativa citata al capitolo 2 della presente relazione, in linea generale vanno considerati nei calcoli le seguenti azioni:

- Carichi permanenti strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali;
- Carichi variabili.

8.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali sono dati dai pesi propri delle strutture e vengono calcolati automaticamente dal software di calcolo. Si considera la massa volumica dei massi d'alveo e di cava cementati pari a 2300 kg/m^3 .

8.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulle scogliere in progetto non insistono carichi permanenti non strutturali, se non la spinta attiva del terreno stesso di cui sono stati riportati i parametri geotecnici al capitolo 5.

8.3 Carichi variabili

Sulle scogliere non insistono carichi variabili.

9 COMBINAZIONI DI CARICO E ANALISI DI STABILITÀ

Le combinazioni di carico utilizzate sono quelle previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Si elencano in seguito i coefficienti di combinazione, con riferimento alla tabella 2.6.1. del DM, e le relative combinazioni delle azioni:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 11– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU

Ai fini delle verifiche agli stati limite, con riferimento al par. 2.5.3 si sono definite le seguenti combinazioni delle azioni:

- SLU – Combinazione di carico fondamentale;

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione caratteristica rara;

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione frequente;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione quasi permanente;

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione sismica;

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$



Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan \phi^*}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_{c^*}	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 12 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

I coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi per le fondazioni superficiali sono riassunti nella seguente tabella:

Verifica	Coefficiente parziale R1	Coefficiente parziale R2	Coefficiente parziale R3
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 13 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Normativa

Normativa usata: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018)

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favolevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavolevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.30	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favolevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavolevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favolevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavolevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favolevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavolevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.50	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi^*)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_{c^*}	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Peso nell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_r per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_r	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Si riportano di seguito tutte le combinazioni di carico delle azioni sollecitanti, generate automaticamente dal codice di calcolo, in conformità con le disposizioni della Normativa Tecnica.

9.1 Descrizione combinazioni di carico delle scogliere

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00



Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 – EQU (A1-M1-R3)

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 11 – EQU (A1-M1-R3) H + V

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 – EQU (A1-M1-R3) H - V

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 – A1-M1-R3 SCOR H + V

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 – A1-M1-R3 SCOR H - V

	Effetto	γ	Ψ	$\gamma^* \Psi$
Peso muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00



9.2 Opzioni di calcolo dell'analisi di stabilità

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo, con superficie di rottura circolare:

- Fellenius
- Bishop
- Janbu
- Spencer
- Sarma

Le superfici sono state analizzate sia in condizioni statiche che sismiche.

Le superfici sono state analizzate per i casi:

- Pendio naturale [PC] - Parametri caratteristici
- Fronte di scavo [A2-M2] - Parametri di progetto
- Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)

Analisi condotta in termini di tensioni efficaci.

Presenza di falda.

10. MODELLO DI CALCOLO E RISULTATI DELLE VERIFICHE

A seguire sono riportati i risultati delle verifiche geotecniche effettuate sulla scogliera in progetto nelle condizioni più sfavorevoli e i risultati della verifica di stabilità del pendio.

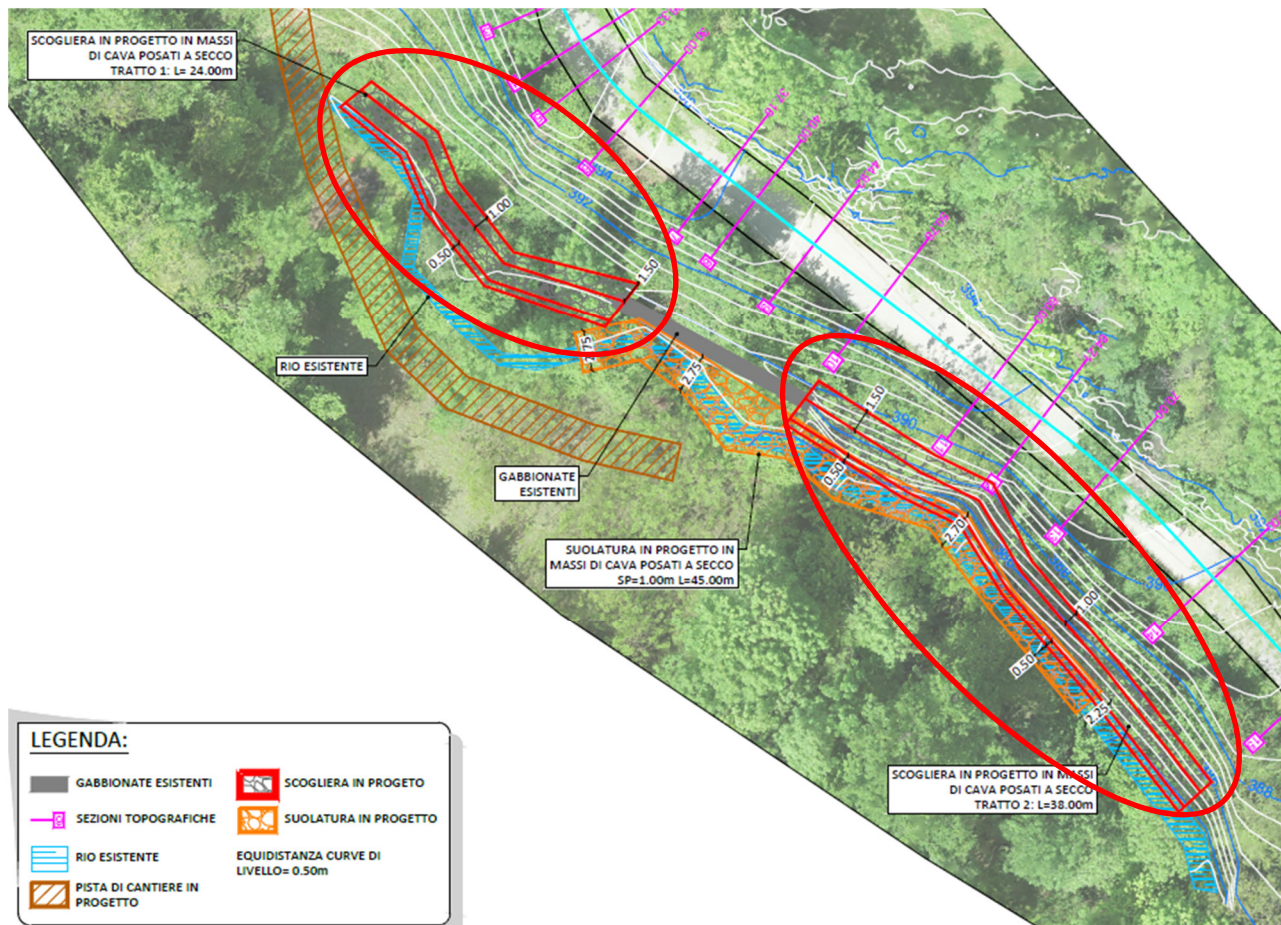


Figura 14 – Estratto della Tav.03_Planimetria_progetto con inquadramento della scogliera oggetto di verifica

10.1.1 Geometria di modellazione

La geometria di modellazione scelta corrisponde a la sezione più critica (Figura 14. Sezione 7-7) in cui la scogliera in massi posati a secco ha una larghezza in testa di 1.50 m e altezza del paramento di 4.50 m con inclinazione interna di 60.5° e esterna di 83° rispetto all'orizzontale. La fondazione ha una mensola di valle di 0.50 m e spessore di 1.00 m, la lunghezza totale della fondazione è di 3.10 m con una inclinazione di 5° rispetto a la orizzontale.

Si riportano di seguito degli estratti dal software di calcolo, esemplificativi della geometria della sezione verificata e delle condizioni geologico-stratigrafiche e idrogeologiche in cui si inserisce.

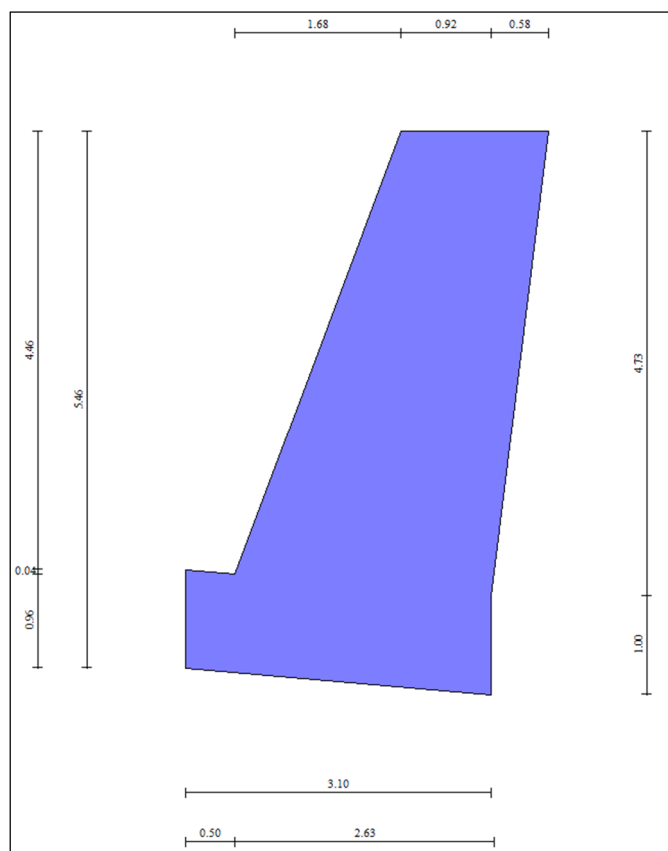


Figura 15 – Estratto dal software di calcolo MAX 15.0 – Sezione di verifica

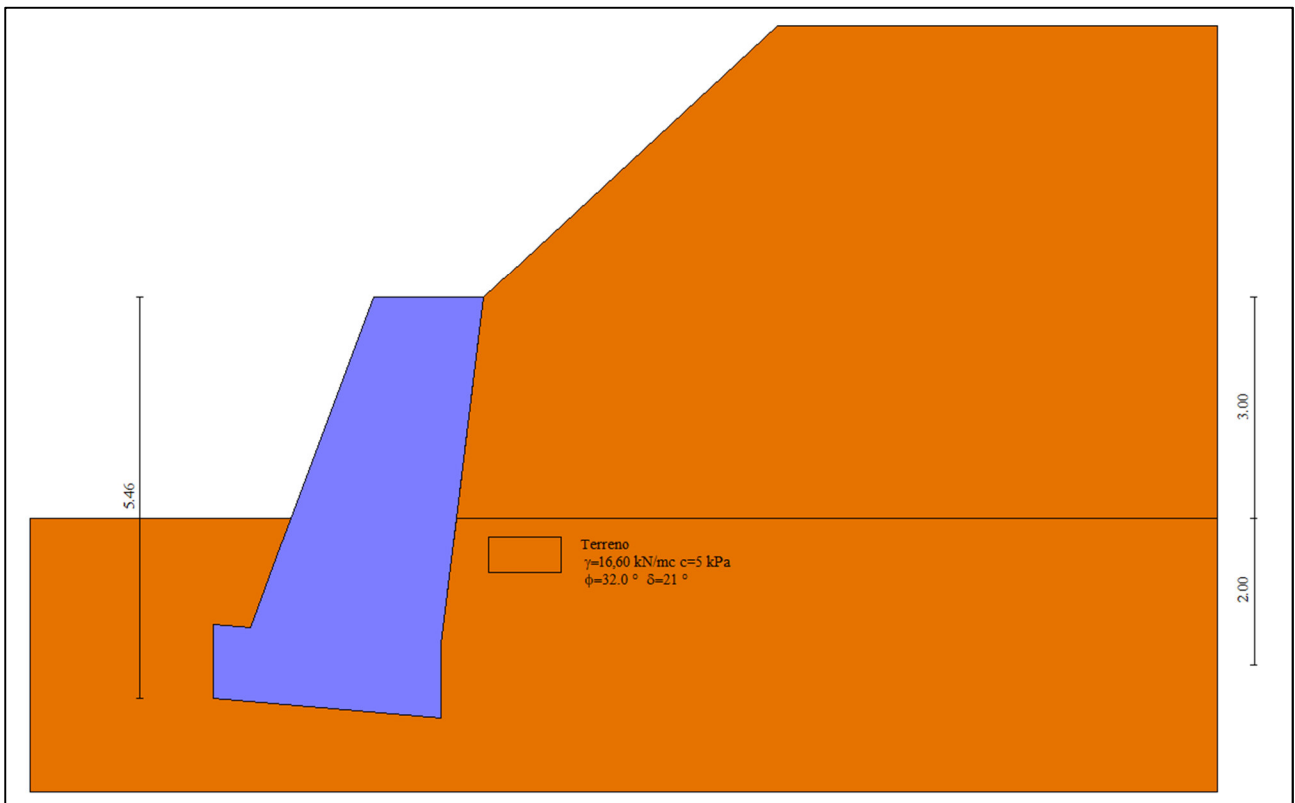


Figura 16 - Estratto dal software di calcolo MAX 15.0 – Sezione di verifica

10.1.2 Sollecitazioni agenti

Si riporta di seguito l'involuppo delle sollecitazioni agenti sull'opera di sostegno.

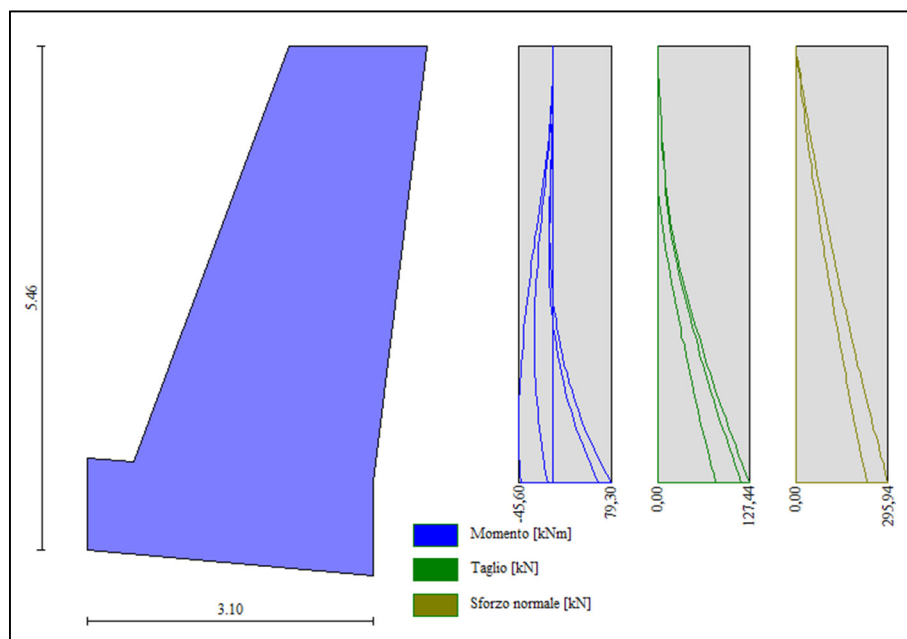


Figura 17 – Involuppo delle sollecitazioni agenti sul paramento

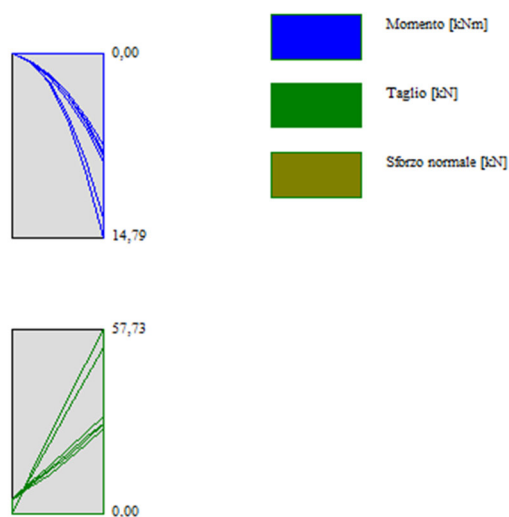
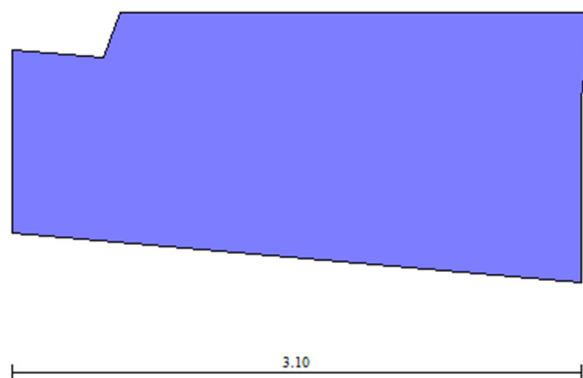


Figura 18. Involuppo sollecitazioni agenti sulla fondazione

10.1.3 Risultati delle verifiche

Nella tabella seguente si riportano i minimi coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche tenendo conto di tutte le combinazioni risultanti dal calcolo.

Tipo di verifica	Fattori di sicurezza minimi
Verifica al ribaltamento	1.83 (12)
Verifica allo scorrimento	1.10 (14)
Verifica al carico limite	4.99 (2)
Verifica alla stabilità globale	1.89 (9)

Tabella 14 - Risultati delle verifiche geotecniche

I valori minimi dei fattori di sicurezza risultano maggiori di quelli consigliati da normativa per muri di sostegno (NTC 2018).

I valori minimi dei fattori di sicurezza risultano maggiori di quelli consigliati da normativa per muri di sostegno (NTC 2018):

-
- Ribaltamento: $FS_{RIB} > FS_{NORM}$ ($=1.15$)
- Scorrimento: $FS_{SCO} > FS_{NORM}$ ($=1.10$)
- Carico limite: $FS_{CL} > FS_{NORM}$ ($=1.40$)
- Stabilità globale: $FS_{SG} > FS_{NORM}$ ($=1.20$)

In figura seguente il cerchio critico con FS minore.

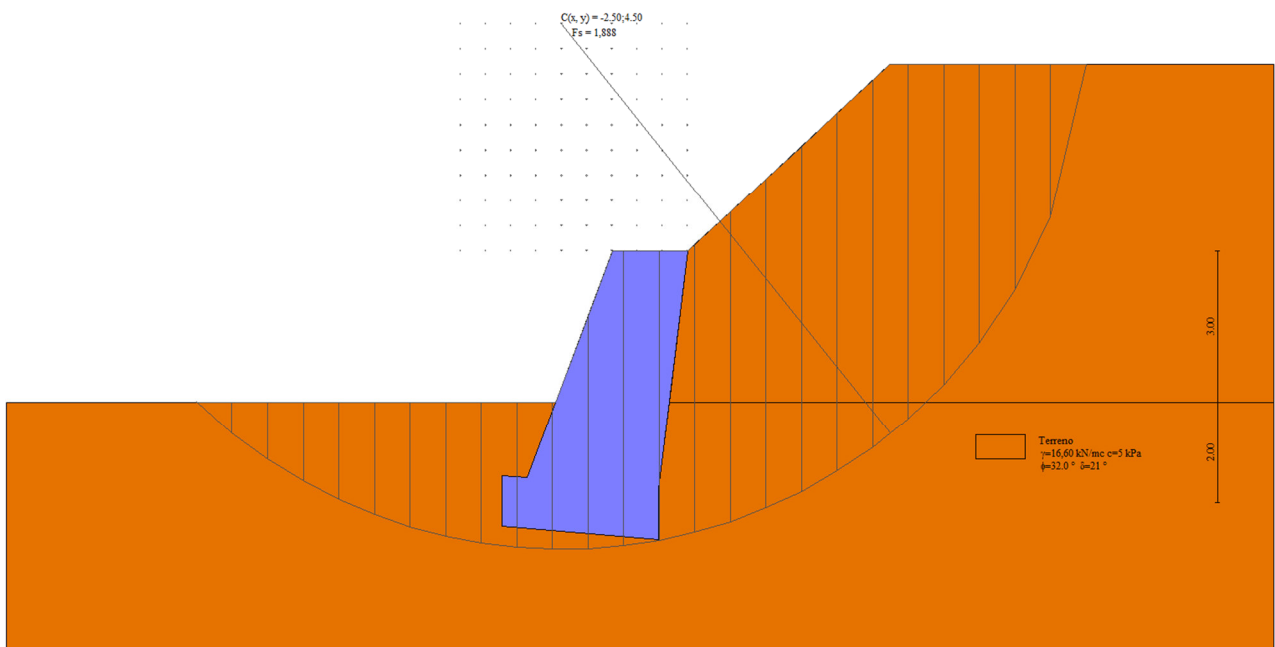


Figura 19 - Cerchio critico con FS minore



11 CONCLUSIONI

Nel presente elaborato è stato fornito un rapido inquadramento topografico, geologico, geomorfologico e vincolistico dell'area interessata dalle opere relative al progetto denominato *“Sistemazione versanti e regimazione acque in località Cesani Marciottina. Affidamento incarico all'ing. Gianluca Odetto per redazione progetto di fattibilità tecnica-economica. (CIG. ZDD3140C07)”*.

Vengono inoltre riportati i risultati delle verifiche geotecniche di stabilità della sezione delle scogliere in progetto, nonché i risultati dell'analisi di stabilità del pendio sul quale si andrà ad intervenire.

L'area d'intervento ricade tra le aree sottoposte a Vincolo Idrogeologico ai sensi della L.R. 45/1989. *Come riportato all'art.11 comma b, ai sensi della L.R. 45/89, non sono soggetti all'autorizzazione di cui all'articolo 1: i lavori di rimboschimento, la piantagione di alberi, i miglioramenti forestali, i lavori e le opere pubbliche di sistemazione di frane e versanti instabili, di sistemazione idraulica e idraulico-forestale.* In quanto opera pubblica di sistemazione di frana e versante instabile non sarà assoggettata ad esplicita autorizzazione ricade all'interno di quelle perimetrate ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923, n.3267, ovvero ai sensi della L.R. 45/1989.

Per quanto concerne le verifiche geotecniche, effettuate sulle scogliere, tutte le verifiche hanno dato esito positivo, confermando che la corretta esecuzione dell'opera garantirà la stabilità delle stesse.

Per quanto concerne le analisi di stabilità del pendio, le verifiche eseguite con metodi di calcolo differenti hanno dato esito positivo, confermando che la corretta esecuzione delle opere garantirà la stabilità del versante.

Le verifiche hanno fatto riferimento all'attuale normativa vigente, il DM 17/01/2018.

Dai risultati ottenuti risulta che tutte le verifiche effettuate risultano **soddisfatte**.