

COMMITTENTE:

COMUNE DI GUARENE

OGGETTO:

Programma regionale FESR 2021/2027, Priorità V, Azione V.5i.1 Strategie Urbane d'Area (SUA) Aggregazione n. 3 "LANGHE".
Percorso ciclabile Alba-Piobesi d'Alba.
Tratto ciclabile nel Comune di Guarene



LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI GUARENE

CODICE AREA:

GEO

FASE PROGETTUALE:

PROGETTO ESECUTIVO

N° ELABORATO:

001

ARCHIVIO:

6202

422

GEO

001

ESE

00

SCALA:

--

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

DATA:

Loranzè,
Settembre 2026

CONTROLLO QUALITA' ELABORATI

			REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO	APPROVATO	REV	DATA	NOTE
CODICE	AMBITO PROGETTUALE	RESPONSABILE D'AREA		RESP. AREA	COORDINATORE	RESP. PROG.	0	09/2026	EMISSIONE
ARC	ARCHITETTURA ED EDILIZIA	Arch. M. DI PERNA	.	.	D.S.	G.O.	1	.	.
GEO	AMBIENTE E TERRITORIO	Geol. P. CAMBULI	.	P.C.			2	.	.
DLV	DIREZIONE LAVORI	Ph.D. Ing. G. ODETTO	.	.			3	.	.
ENE	ENERGETICA	Ing. A. BREGOLIN	.	.			4	.	.
IDR	IDRAULICA	Ing. M. VERNETTI ROSINA	.	.			5	.	.
IEL	IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI	Dott. Ing. E. MERCADO	.	.			6	.	.
TFM	IMPIANTI TERMOFLUIDOMECCANICI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			7	.	.
INF	INFRASTRUTTURE	Ing. A. VACCARONE	.	.			8	.	.
STR	STRUTTURE	Geom. F. TONINO	.	.			9	.	.
VVF	PREVENZIONE INCENDI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			10	.	.
EXT	COLLABORATORI ESTERNI	.	.	.			11	.	.

PROGETTISTA:

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

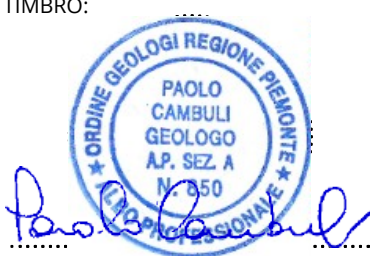
TIMBRO:



ALTRA FIGURA:

Dott. Geol.
Paolo CAMBULI
N° 850 ORDINE GEOLOGI
REGIONE PIEMONTE

TIMBRO:





Indice

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3	INTERVENTI IN PROGETTO: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO	6
4	DESCRIZIONE INTERVENTO.....	11
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGIA	13
5.1	Inquadramento geologico	13
5.2	Geomorfologia.....	16
5.3	Vincoli geomorfologici.....	18
5.4	Caratteristiche geotecniche del terreno di sedime	25
6	METODO E CODICE DI CALCOLO	26
7	DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO	31
8	SCOGLIERA - SEZIONE 01	37
8.1	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI	39
8.2	AZIONI	40
8.2.1	Carichi permanenti strutturali.....	40
8.2.2	Carichi permanenti non strutturali	40
8.2.3	Carichi variabili.....	41
8.2.4	Combinazioni di carico.....	42
8.3	MODELLO DI CALCOLO.....	46
8.3.1	Geometria di modellazione	46
8.3.2	Spinta e Sollecitazioni agenti	49
8.4	RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE.....	56



8.4.1	Verifica a scorrimento fondazione	56
8.4.2	Verifica a carico limite	58
8.4.3	Verifica a ribaltamento.....	61
8.4.4	Verifiche muro a gravità.....	63
8.4.5	Verifica stabilità globale muro + terreno	64
8.4.6	Verifica a sollevamento.....	65
8.4.7	Riassunto verifiche geotecniche.....	65
9	MURO IN C.A. – SEZIONE 02	66
9.1	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI	67
9.1.1	Calcestruzzo	67
9.1.2	Durabilità.....	72
9.1.3	Acciaio.....	73
9.1.4	Materiali utilizzati.....	75
9.2	AZIONI	77
9.2.1	Carichi permanenti strutturali.....	77
9.2.2	Carichi permanenti non strutturali	77
9.2.3	Carichi variabili.....	77
9.2.4	COMBINAZIONI DI CARICO	78
9.3	MODELLO DI CALCOLO E RISULTATI DELLE VERIFICHE	82
9.3.1	Geometria di modellazione	83
9.3.2	Spinta e Sollecitazioni agenti	85
9.4	RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	92
9.4.1	Verifica a scorrimento fondazione	92
9.4.2	Verifica a carico limite	94

9.4.3	Verifica a ribaltamento.....	97
9.4.4	Verifica stabilità globale muro + terreno	99
9.4.5	Verifica a sollevamento.....	100
9.4.6	Riassunto verifiche geotecniche.....	100
10	GESTIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO.....	101
10.1	Modalità di gestione possibili.....	101
10.2	Indagini da eseguire	105
10.3	Caratteristiche e modalità esecutive	106
11	CONCLUSIONI	107



1 PREMESSA

L'Amministrazione Comunale di Guarene ha incaricato, con **Det. n. n. 120 del 06/08/2024**, lo Studio SERTEC srl con sede legale in Strada Provinciale 222, n. 31 – 10010 Loranzè (TO), della redazione del progetto per la realizzazione dei lavori di **“Programma regionale FESR 2021/2027, Priorità V, Azione V.5i.1 Strategie Urbane d'Area (SUA) -Aggregazione n. 3 “LANGHE”. Percorso ciclabile Alba-Piobesi d'Alba. Tratto ciclabile nel Comune di Guarene.”**.

Il presente progetto, che costituisce il grado di esecutivo ai sensi dell'art. 23 del D.Lgs. n. 36/2023, individua la soluzione di intervento che presenta il miglior rapporto tra costi e benefici per la collettività, in relazione alle specifiche esigenze da soddisfare e prestazioni da fornire, ed individua compiutamente i lavori da realizzare, nel rispetto delle esigenze, dei criteri, dei vincoli, degli indirizzi e delle indicazioni stabiliti dalla stazione appaltante. Contiene tutti gli elementi necessari ai fini del rilascio delle autorizzazioni e approvazioni, nonché la quantificazione definitiva del limite di spesa per la realizzazione attraverso l'utilizzo dei prezzi predisposti dalla Regione Piemonte.

Dopo un breve inquadramento topografico e vincolistico dell'area oggetto di intervento, verranno descritte le condizioni geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche del sito in esame. Infine, verrà eseguita una caratterizzazione geotecnica dei terreni, le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministeriale 17.01.2018 Testo Unitario – “Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7” Istruzioni per l’applicazione dell’ «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27.07.2007;
- R.D. 3267/23;
- L.R. 45/1989 – “Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici”;
- D.M. 11 Marzo 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 fondazioni”;
- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24 Settembre 1988 “Istruzioni relative alla 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 fondazioni”;
- 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”.

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 INTERVENTI IN PROGETTO: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

L'area oggetto di studio è situata nel comune di Guarene (CN), un piccolo centro abitato della provincia di Cuneo, confinante a sud con il comune di Alba. L'intervento sarà realizzato sulla sponda sinistra del torrente Riddone.

L'area di intervento ha il seguente inquadramento cartografico.

CTR	193050	
Coordinate Cartografiche UTM WGS84	Latitudine	4953170.11 N
	Longitudine	421416.58 E
Coordinate Geografiche UTM WGS84	Latitudine	44.727602°N
	Longitudine	8.007633° E
Altitudine		176 m s.l.m.

Si riportano di seguito delle immagini di inquadramento territoriale.

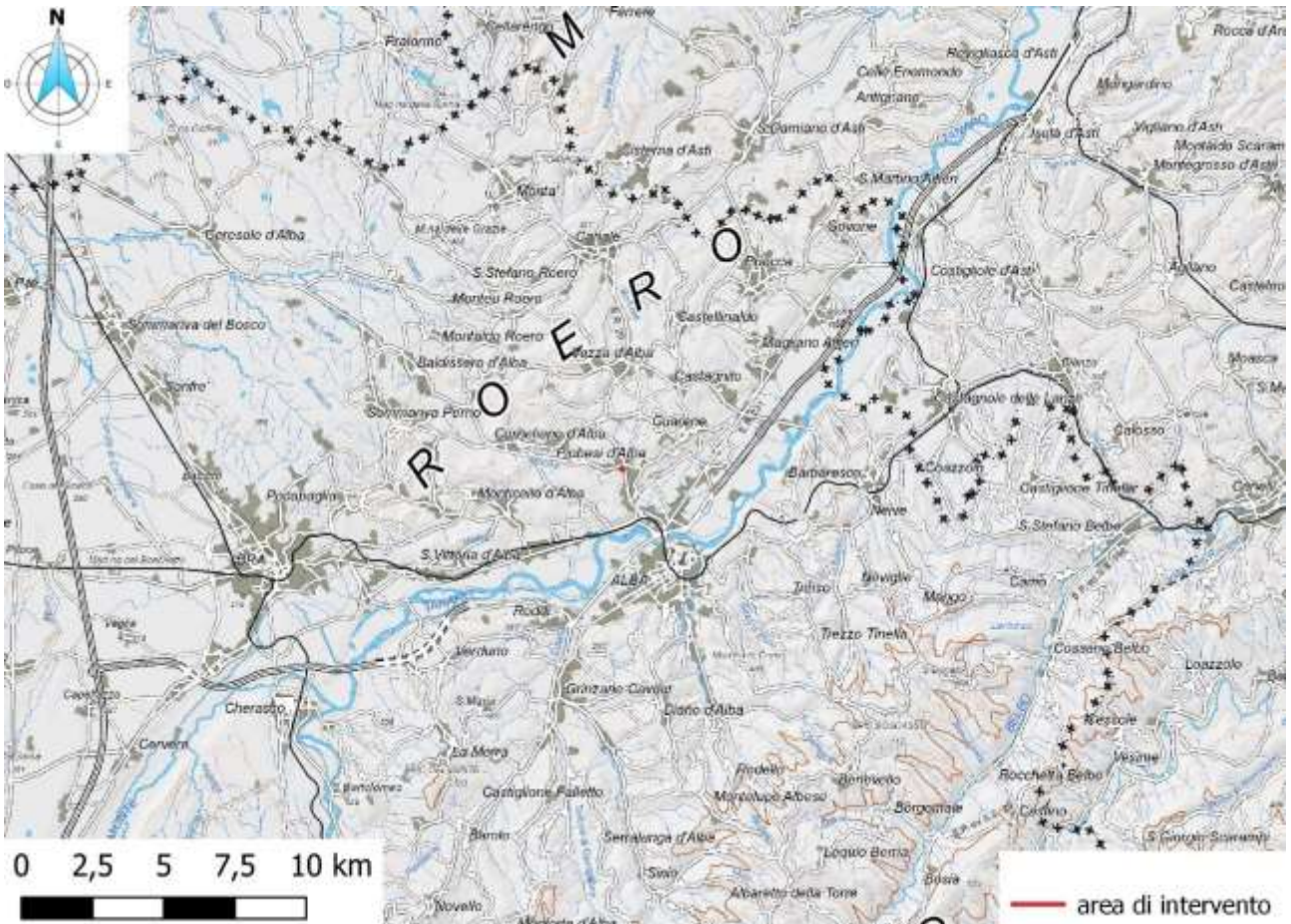


Figura 1: Inquadramento geografico su sfondo in scala 1:250'000 – in rosso l'area di intervento.



Figura 2: Inquadramento geografico su sfumo in scala 1:50'000 – in rosso l'area di intervento.

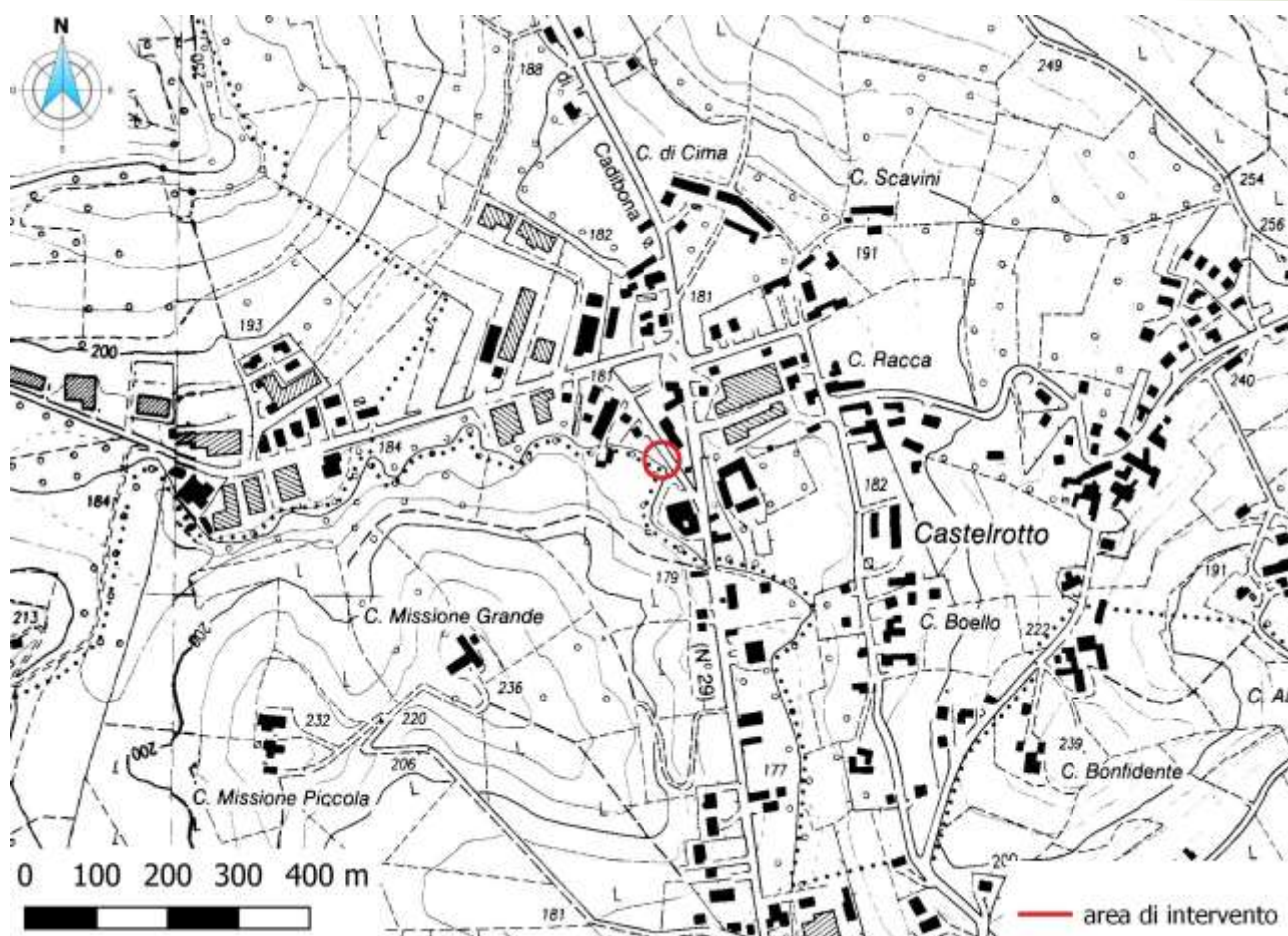


Figura 3: Inquadramento su CTR 193050 in scala 1:10'000 – in rosso l'area di intervento.



Figura 4: Inquadramento su ortofoto in scala 1:10'000 – in rosso l'area di intervento.

4 DESCRIZIONE INTERVENTO

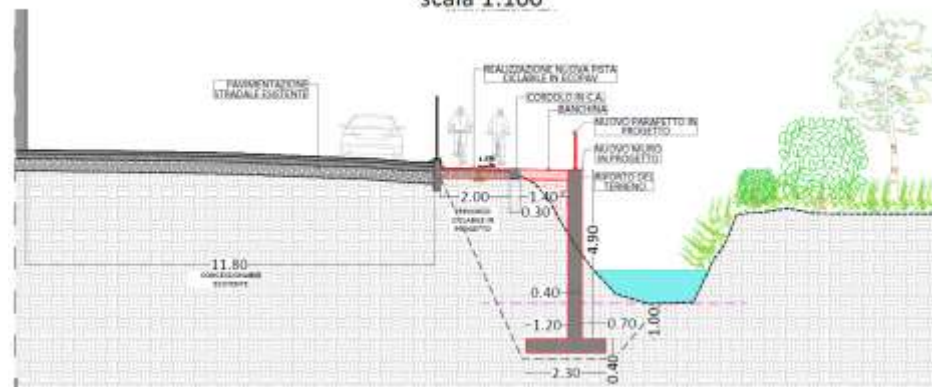
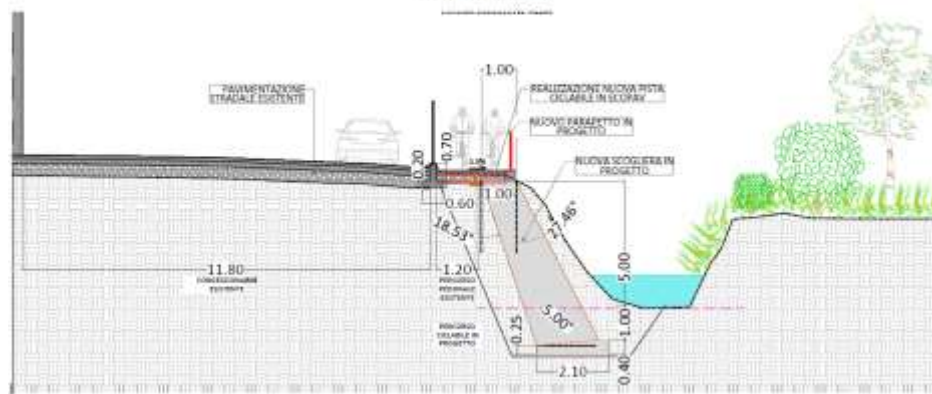
Nel tratto E-E del II percorso ciclabile continuerà in promiscuità con le auto per circa 120 metri, fino a raggiungere il marciapiede esistente in corrispondenza di un concessionario. In questo punto, è prevista la realizzazione di una nuova scogliera e anche muro di contenimento per la costruzione della pista ciclabile in progetto

Il nuovo tratto ciclopedonale prevede la rimozione dei cubetti autobloccanti esistenti del marciapiede e la realizzazione di una nuova pista ciclopedonale, con larghezza variabile da 2,50 m fino a un minimo di 2,00 m nei tratti caratterizzati da maggiore ristrettezza della sezione disponibile. I cubetti autobloccanti rimossi non saranno smaltiti, ma saranno stoccati presso un magazzino indicato dall'Amministrazione Comunale, al fine di consentirne il successivo riutilizzo.

Di seguito si riporta la sezione tipologica relativa alla nuova scogliera e al muro di contenimento previsti in corrispondenza del percorso ciclopedonale.

Nel tratto E-F, come rappresentato in maggiore dettaglio nella figura seguente, il percorso ciclopedonale si sviluppa in adiacenza al torrente Riddone. In tale tratto è prevista la realizzazione di una scogliera a protezione e sostegno del percorso, seguita da un muro di contenimento in calcestruzzo armato, che si raccorda con il muro esistente.

Le caratteristiche geometriche e costruttive delle opere previste sono riportate in dettaglio negli elaborati grafici di progetto.

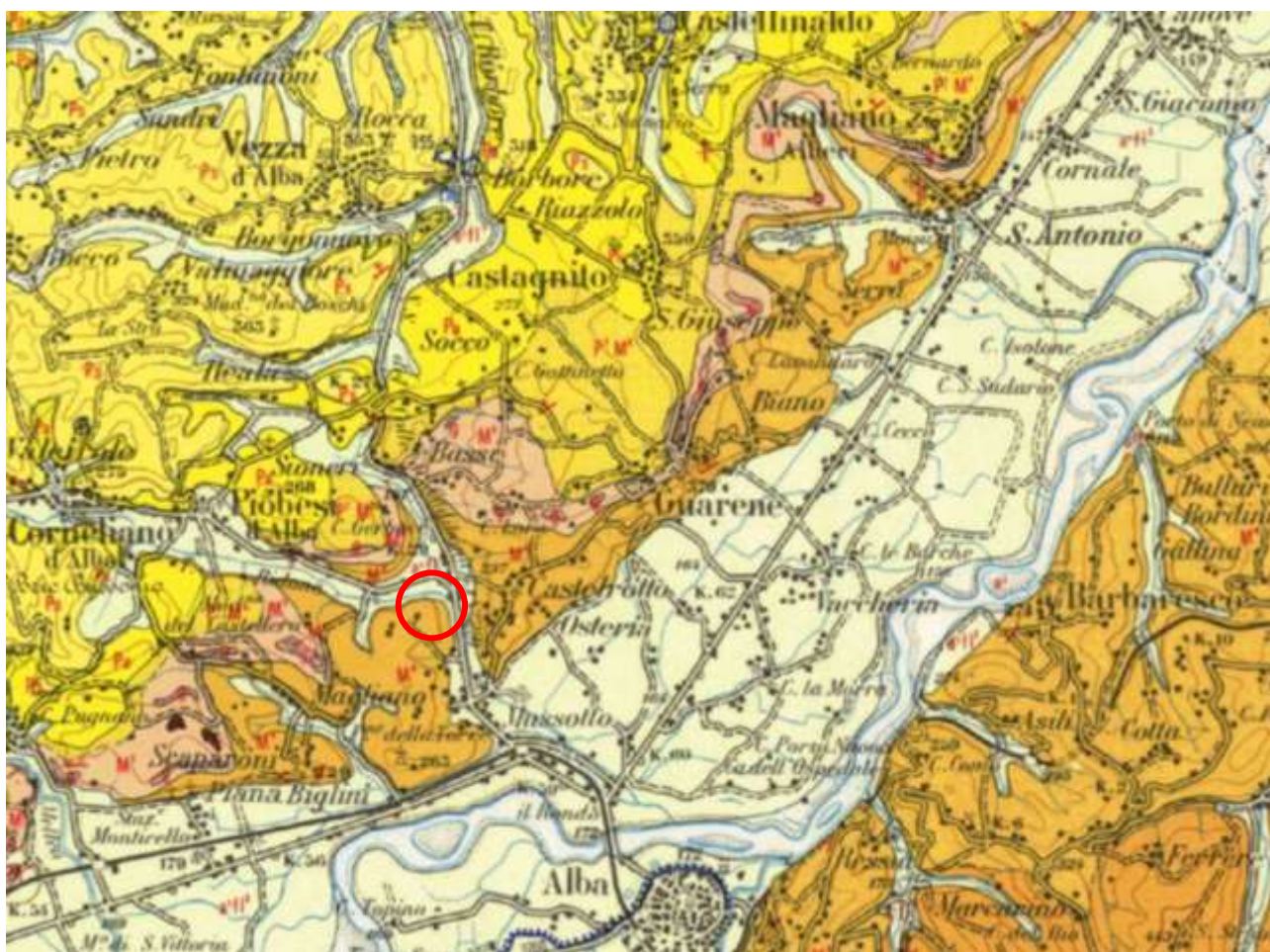


12

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGIA

5.1 Inquadramento geologico

L'estratto cartografico della Carta Geologica d'Italia, riportato in Figura 6, mostra la presenza di *Alluvioni prevalentemente argillose, appartenenti in parte alle alluvioni postglaciali, in parte al Fluviale recente.*



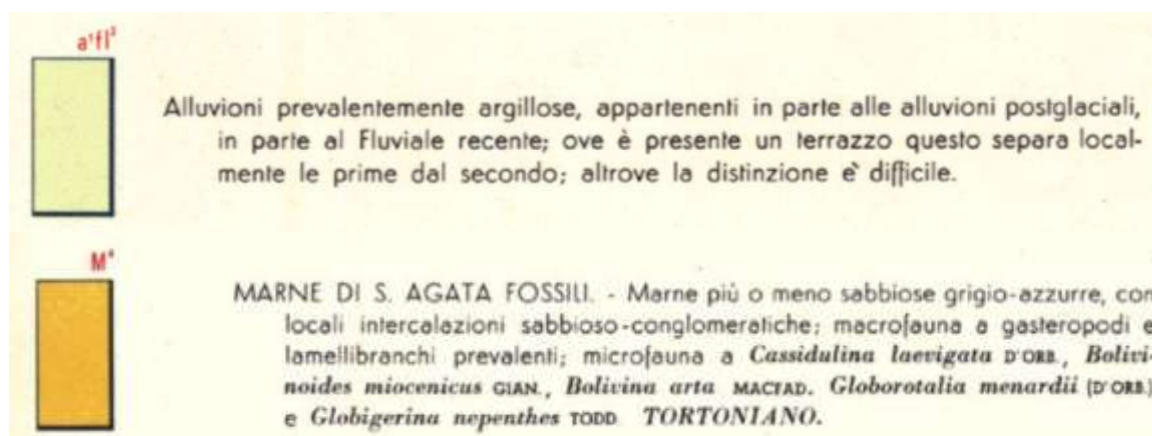
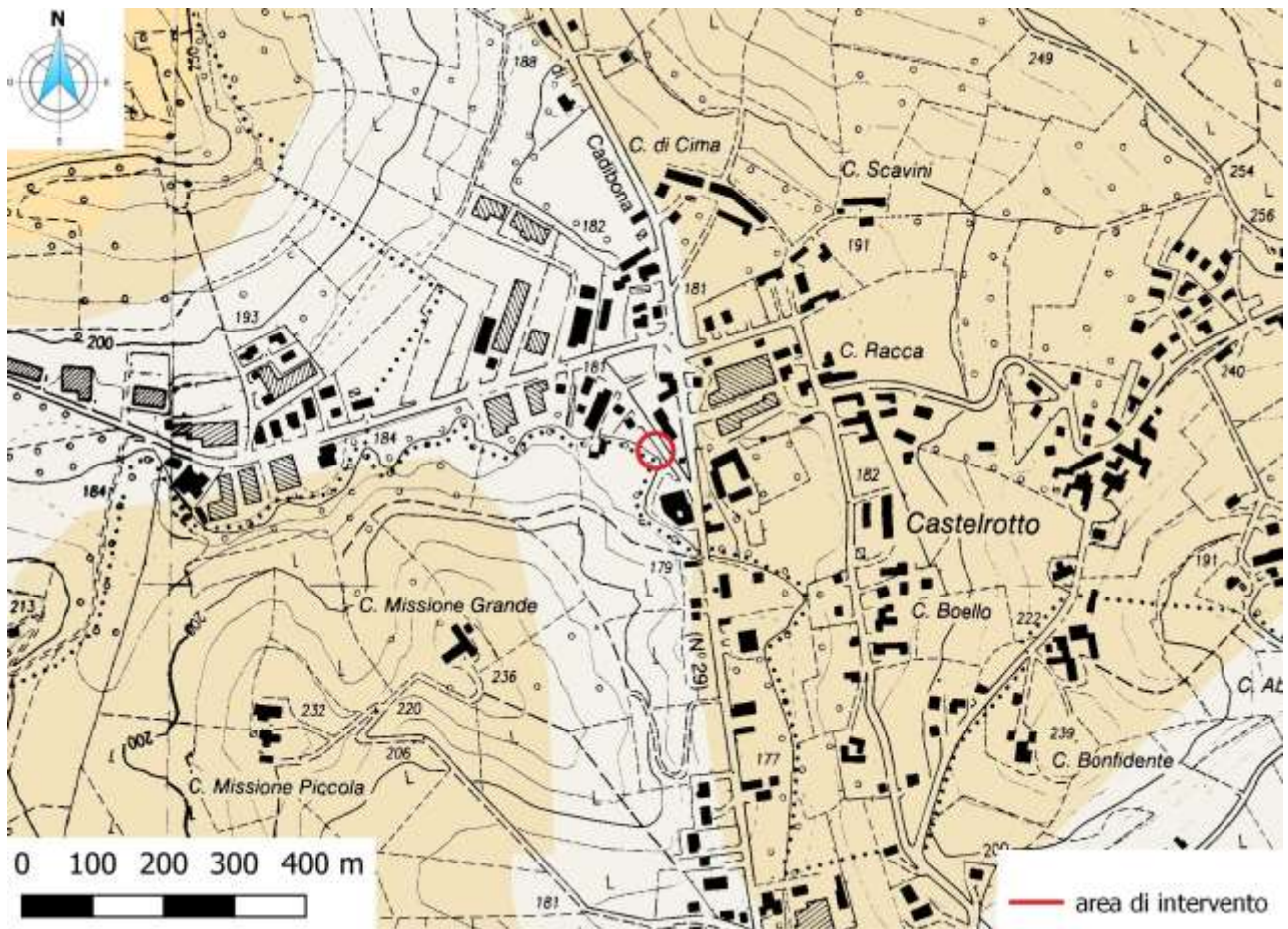


Figura 6: Estratto cartografico della carta geologica d'Italia in scala 1:100'000 con relativa legenda – circonscritta in rosso l'area di intervento.

Quanto esposto prima viene confermato nell'estratto cartografico della carta litologica-giacimentologica mostrata in Figura 7, dove l'area di interesse risulta caratterizzata da *Alluvioni ghiaiose talora sabbiose e limose, antiche e terrazzate*.



Alluvioni ghiaiose talora sabbiose e limose, antiche e terrazzate

Figura 7: Estratto cartografico della carta litologica-giacimentologica in scala 1:10'000 – circonscritta in rosso l'area di intervento.



5.2 Geomorfologia

Sono riportati in Figura 8 l'estratto cartografico della carta delle elevazioni e in Figura 9 l'estratto cartografico della carta delle pendenze. L'area di interesse è caratterizzata da una quota media di circa 176 m s.l.m. e da una pendenza di circa 10°.

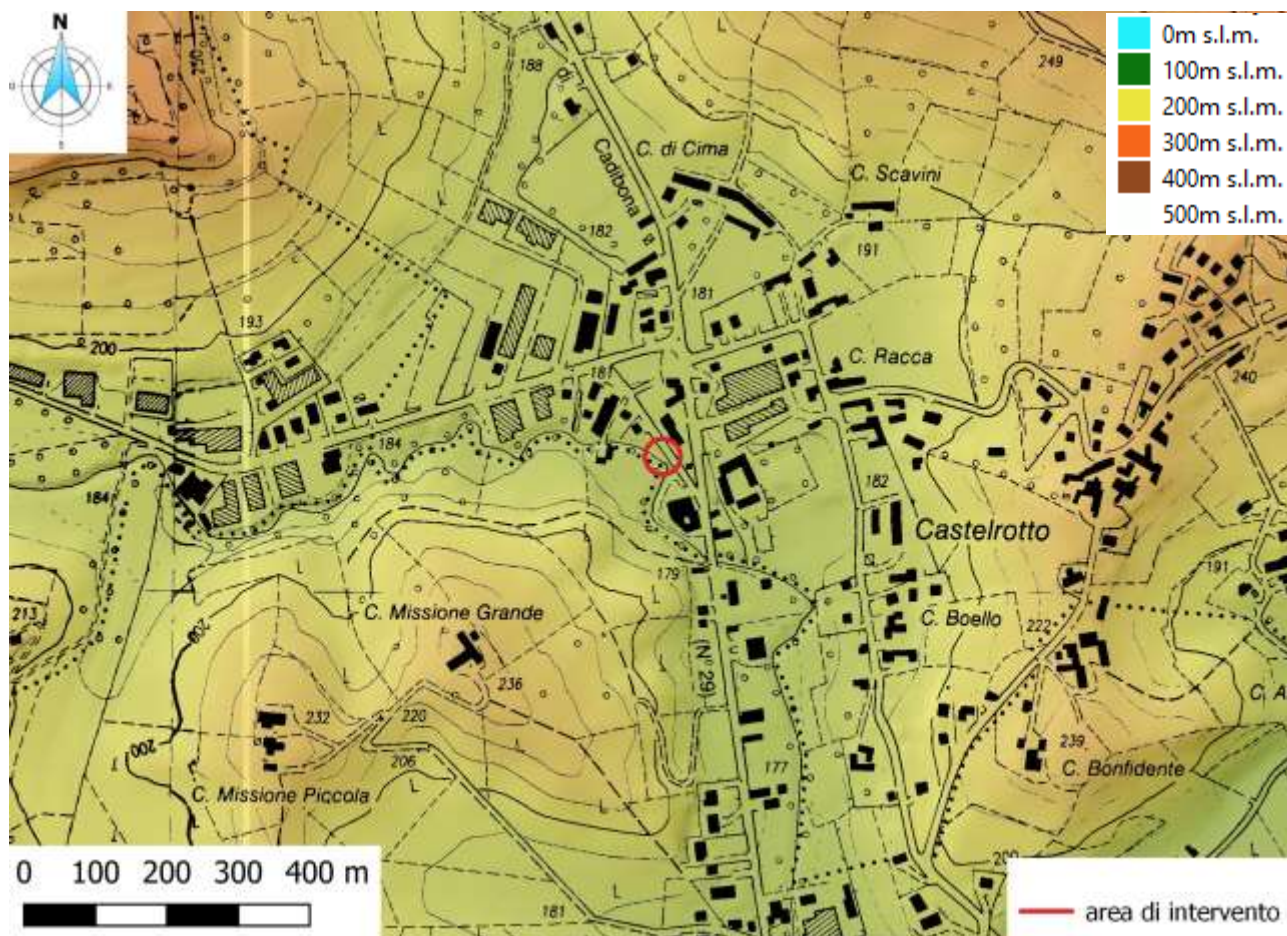


Figura 8: Estratto cartografico della carta delle elevazioni in scala 1:10'000 – in rosso l'area di intervento.

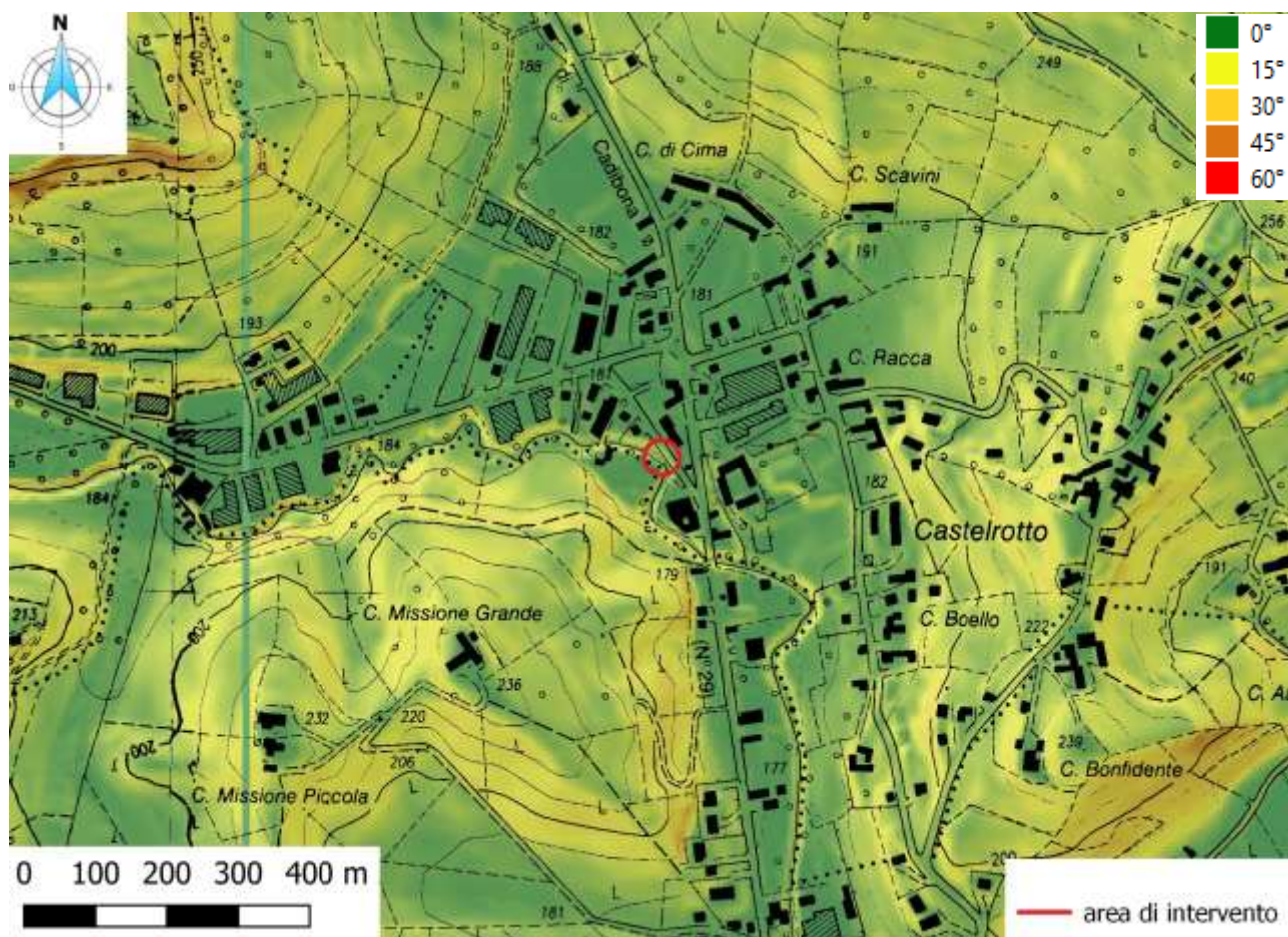


Figura 9: Estratto cartografico della carta delle pendenze in scala 1:10'000 – in rosso l'area di intervento.



5.3 Vincoli geomorfologici

Si riporta nella figura seguente un estratto cartografico della Tavola urbanistica del PRG del comune di Guarene con la zona di intervento circoscritta in rosso; l'area di intervento ricade nella *fascia di rispetto stradale* e nelle *aree artigianali ed industriali di riordino*.



Figura 10: Estratto cartografico della Tav. 2 'Carta geomorfologica e del dissesto idrogeologico' del PRG intercomunale della comunità montana del pinerolese con relativa legenda – cerchiata in rosso l'area di intervento.

Le norme di attuazione del PRG, tuttavia, stabiliscono al Capo 3° 'Fasce e distanze di rispetto da strade' che *Nelle fasce di rispetto di cui sopra è fatto divieto di nuove costruzioni o ampliamenti ad uso residenziale e per usi produttivi, industriali, artigianali e commerciali: sono unicamente ammesse destinazioni a: - percorsi pedonali e ciclabili - piantumazioni e sistemazioni a verde conservazione dello stato di natura e delle coltivazioni agricole e dove occorra è prevista la destinazione a parcheggio pubblico (cfr. Tavole di progetto).*

Le aree artigianali ed industriali di riordino sono invece *destinate prevalentemente al riordino degli impianti produttivi di tipo artigianale, industriale e commerciale esistenti ed al completamento dei lotti liberi*, come indicato al Capo 6° delle NtA del PRG.

Si riporta di seguito un estratto cartografico della Carta di sintesi del PRG, con individuazione dell'area di intervento.

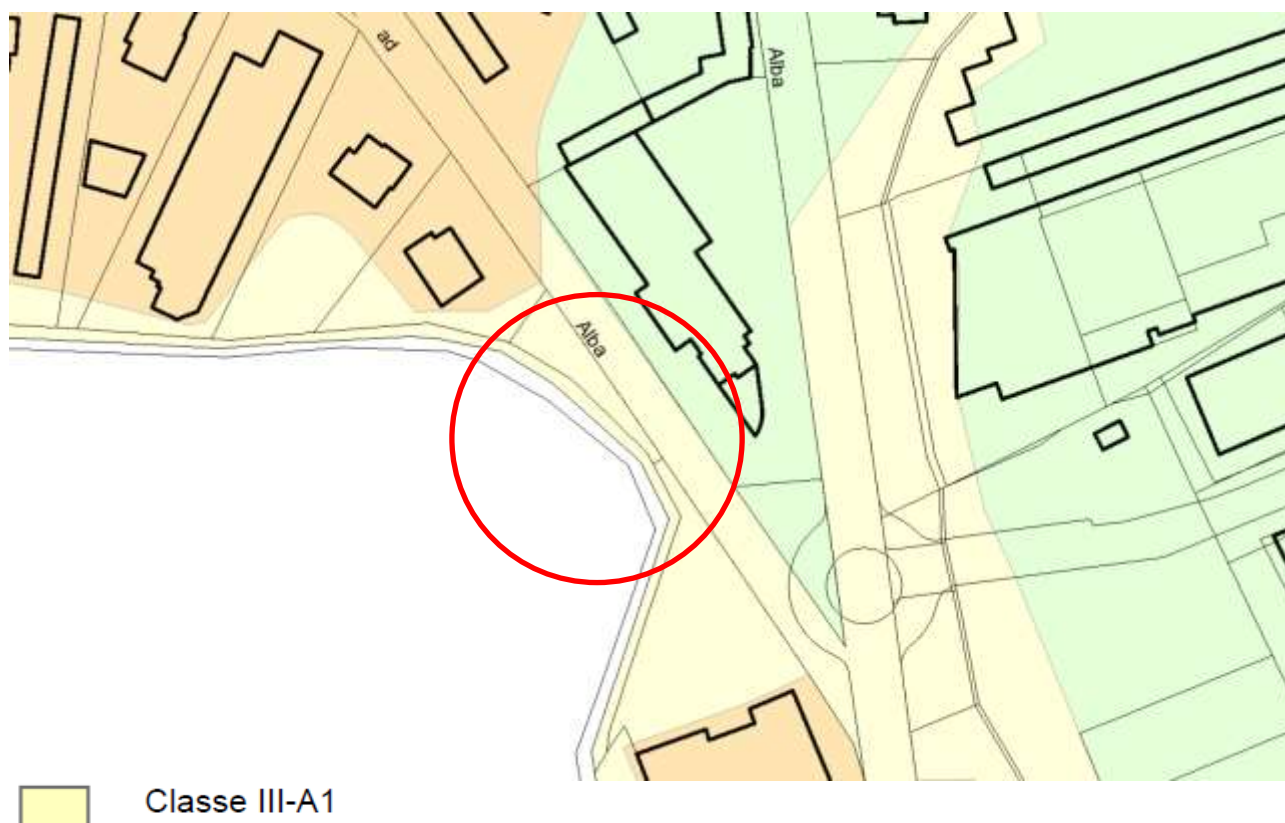


Figura 11: Estratto cartografico Carta di sintesi del PRG del comune di Guarene con relativa legenda – cerchiata in rosso l'area di intervento.

Come visibile dall'estratto del PRG, l'area di intervento ricade in **Classe III-A1**, riferita ad *aree con presenza di esondazione e dissesto morfologico di carattere torrentizio (Ee)*.

Le Nta stabiliscono in ogni caso che *Nelle aree individuate nelle classi III sono sempre ammesse le pratiche agricole, le sistemazioni superficiali finalizzate alla rinaturalizzazione e alla costituzione e fruizione di parchi naturalistici, gli interventi di ripristino e di formazione di opere di difesa idraulica, di consolidamento dei versanti e di sistemazione ambientale*.



Analizzando le perimetrazioni relative alla Direttiva alluvioni (redatta ai sensi del D.lgs. 49/2010) relativamente agli scenari di pericolosità d'alluvione, si osserva che l'area d'intervento **ricade** all'interno delle perimetrazioni relative alla probabilità di alluvione elevata (tr 10/20).

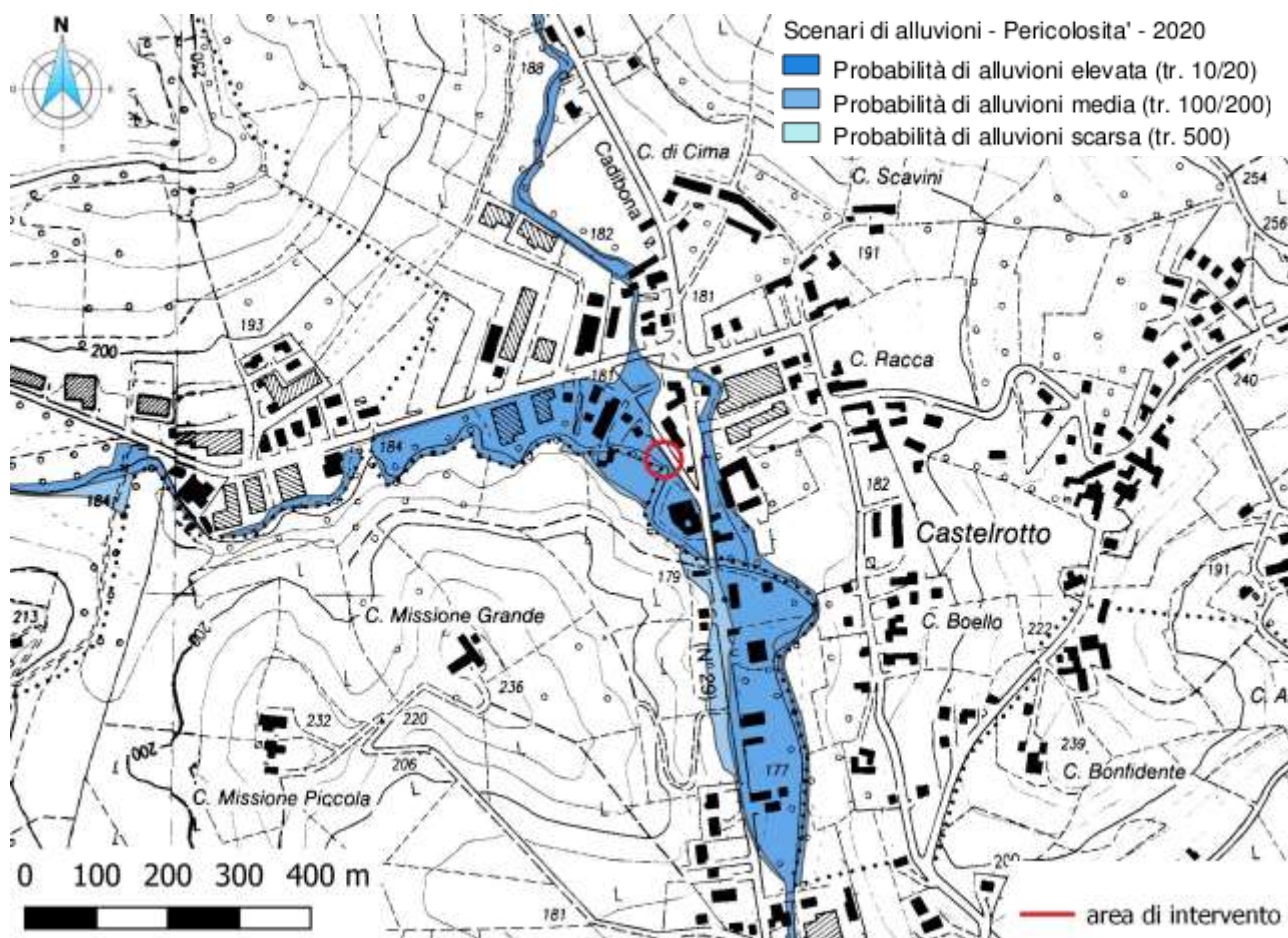


Figura 12: Estratto della carta relativa alle perimetrazioni della Direttiva alluvioni – Scenari di alluvioni – Pericolosità - in rosso l'area di intervento.

Analizzando le perimetrazioni relative alla Direttiva alluvioni (redatta ai sensi del D.lgs. 49/2010) relativamente agli scenari di rischio d'alluvione, si osserva che l'area d'intervento **ricade** all'interno delle perimetrazioni relative a Rischio molto elevato (R4).

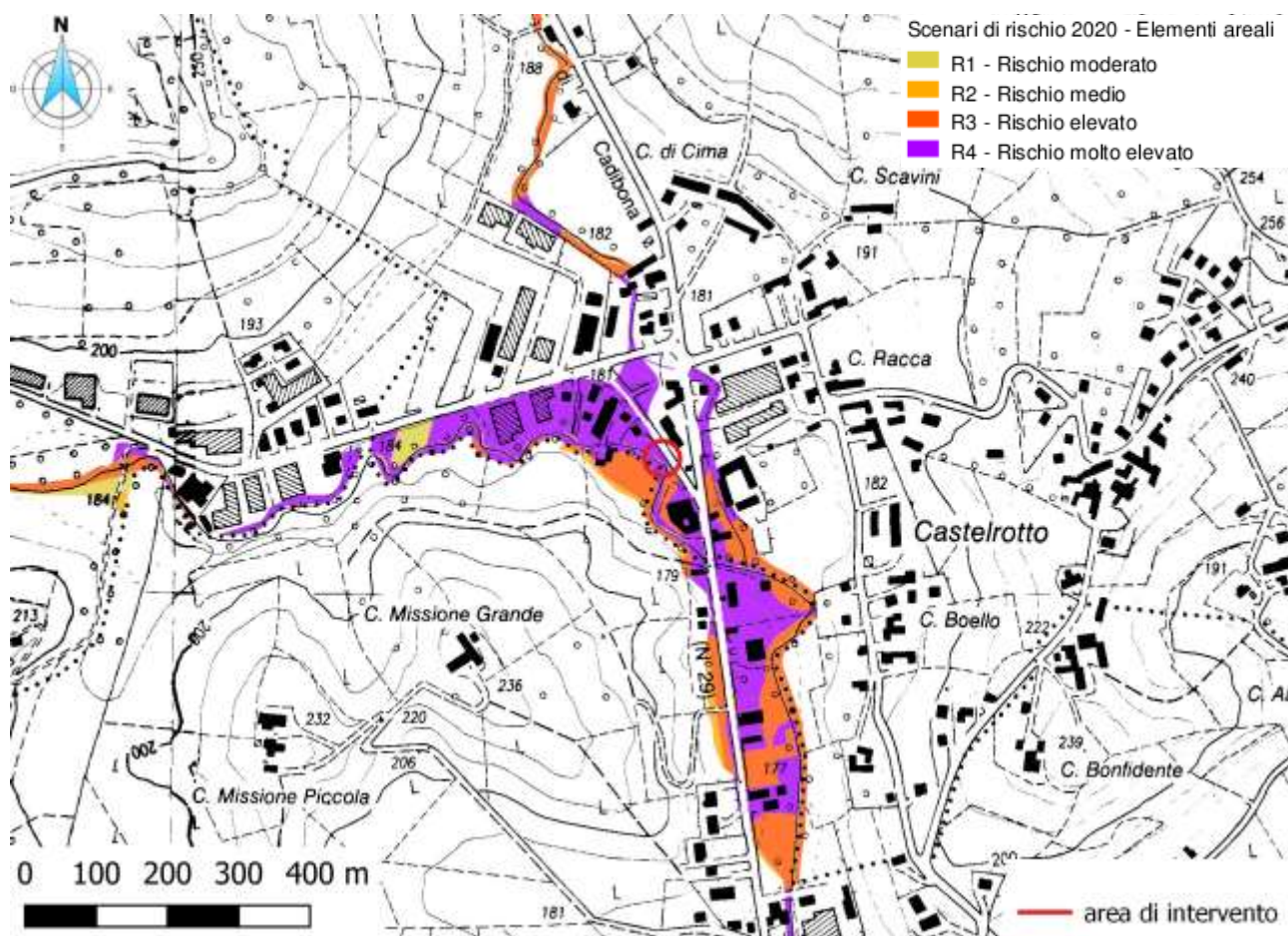


Figura 13: Estratto della carta relativa alle perimetrazioni della Direttiva alluvioni – Scenari di alluvioni – Rischio - in rosso l'area di intervento.

Analizzando la cartografia relativa al Piano Fasce Fluviali, l'area **ricade** tra quelle perimetrate dal PAI e classificate come *Aree di esondazione a pericolosità elevata* (Ee), relative al torrente Riddone.

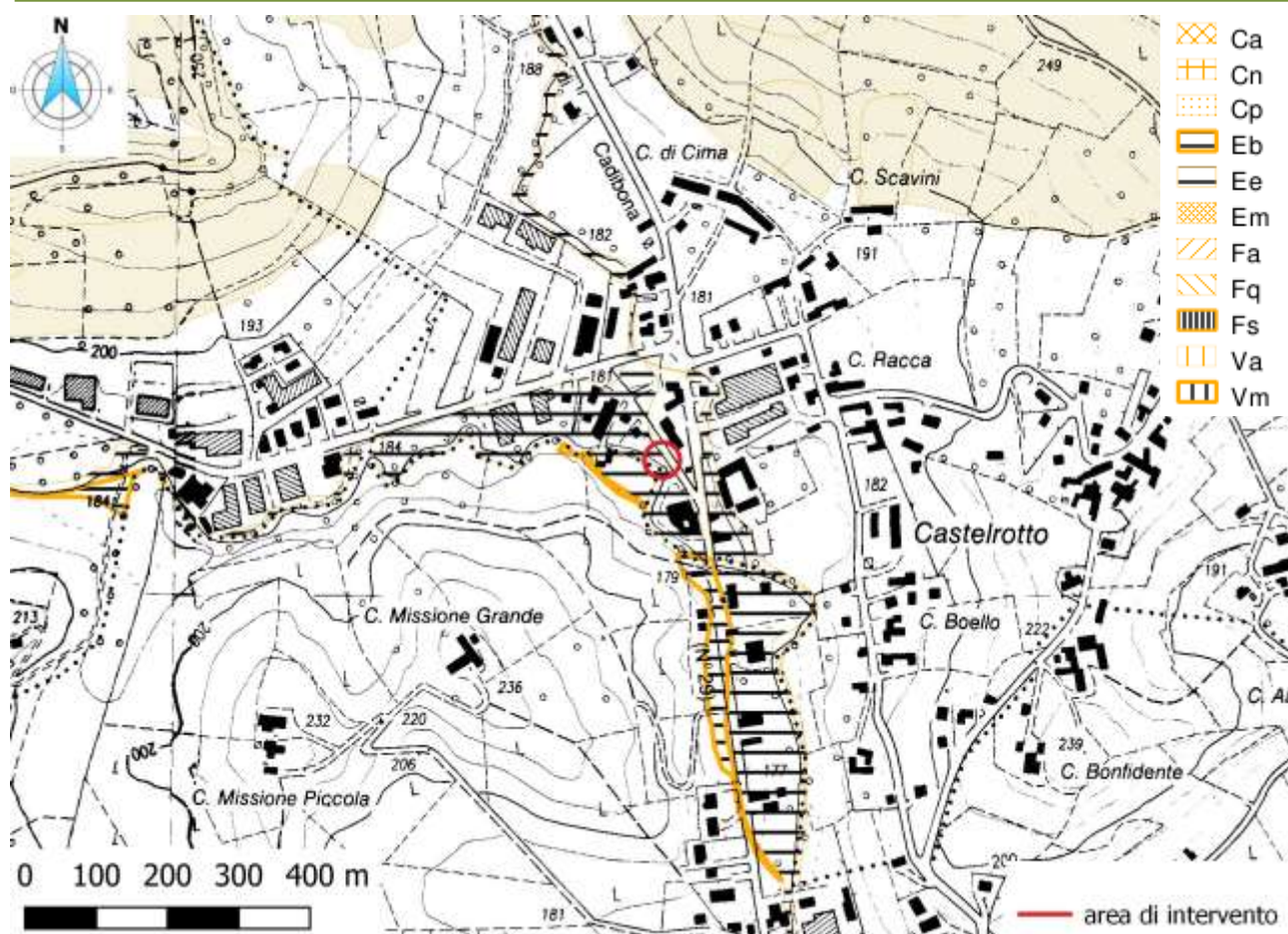


Figura 14: Estratto cartografico con individuazione delle aree perimetrate dal PAI – circoscritta in rosso l'area di intervento.

L'area oggetto di studio **ricade** tra quelle perimetrate ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923, n. 3267 – L.R. n. 45/89 *“Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici”*, come riportato di seguito in un estratto cartografico.

In particolare, per la realizzazione del nuovo tracciato, a lato della viabilità esistente, e il muro in c.a., sulla sponda sinistra del T: Riddone, si prevedono scavi modesti. Mentre per i tratti di pista ciclabile che interesseranno la carreggiata stradale esistente non sono previsti scavi ma esclusivamente la realizzazione della segnaletica orizzontale e verticale come definito nelle tavole di progetto, con priorità per ciclisti e pedoni.

Pertanto dovrà essere presentata istanza di autorizzazione a vincolo idrogeologico all'autorità competente di riferimento.

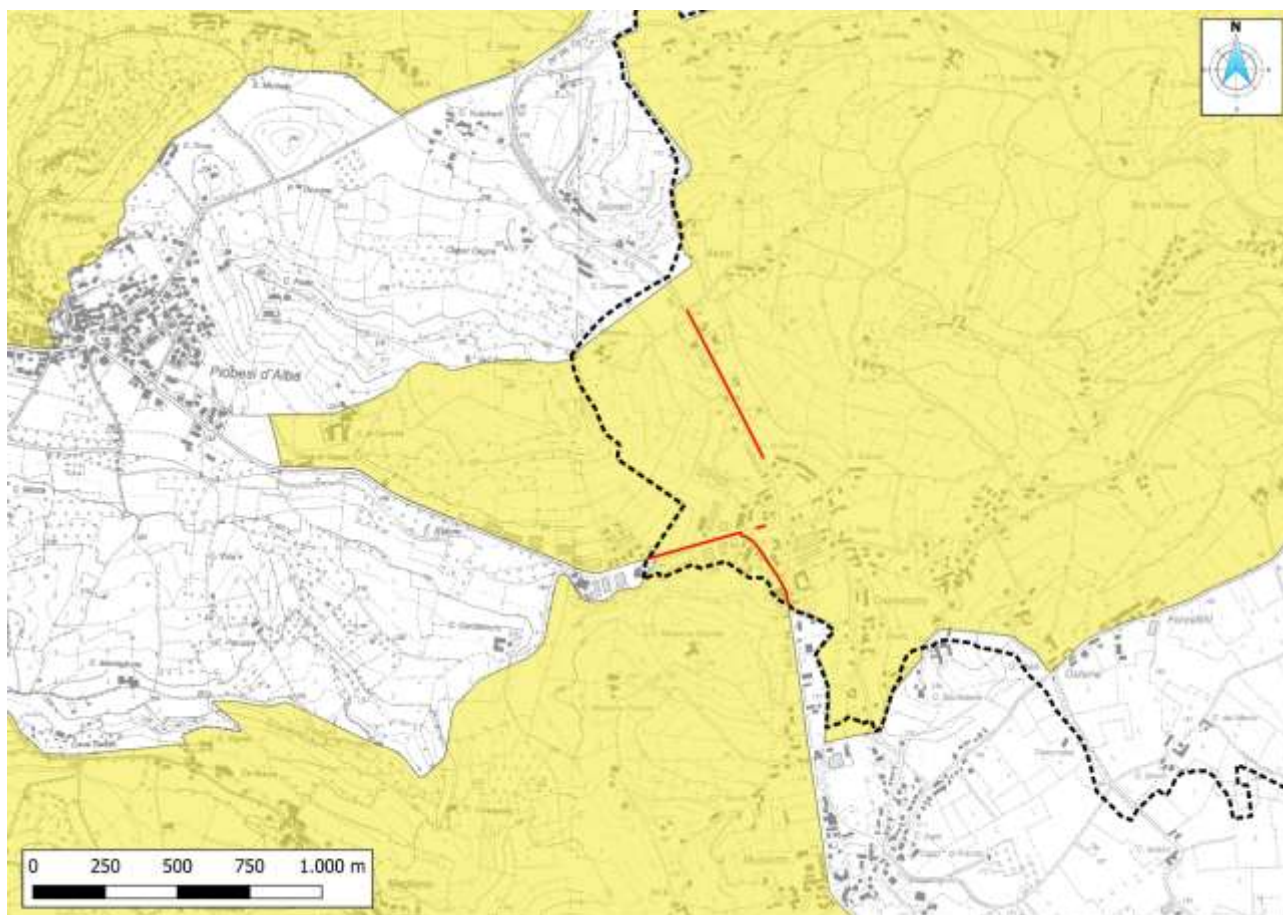


Figura 15: Estratto cartografico con individuazione delle aree perimetrate dal vincolo idrogeologico –in rosso tracciato della pista ciclabile

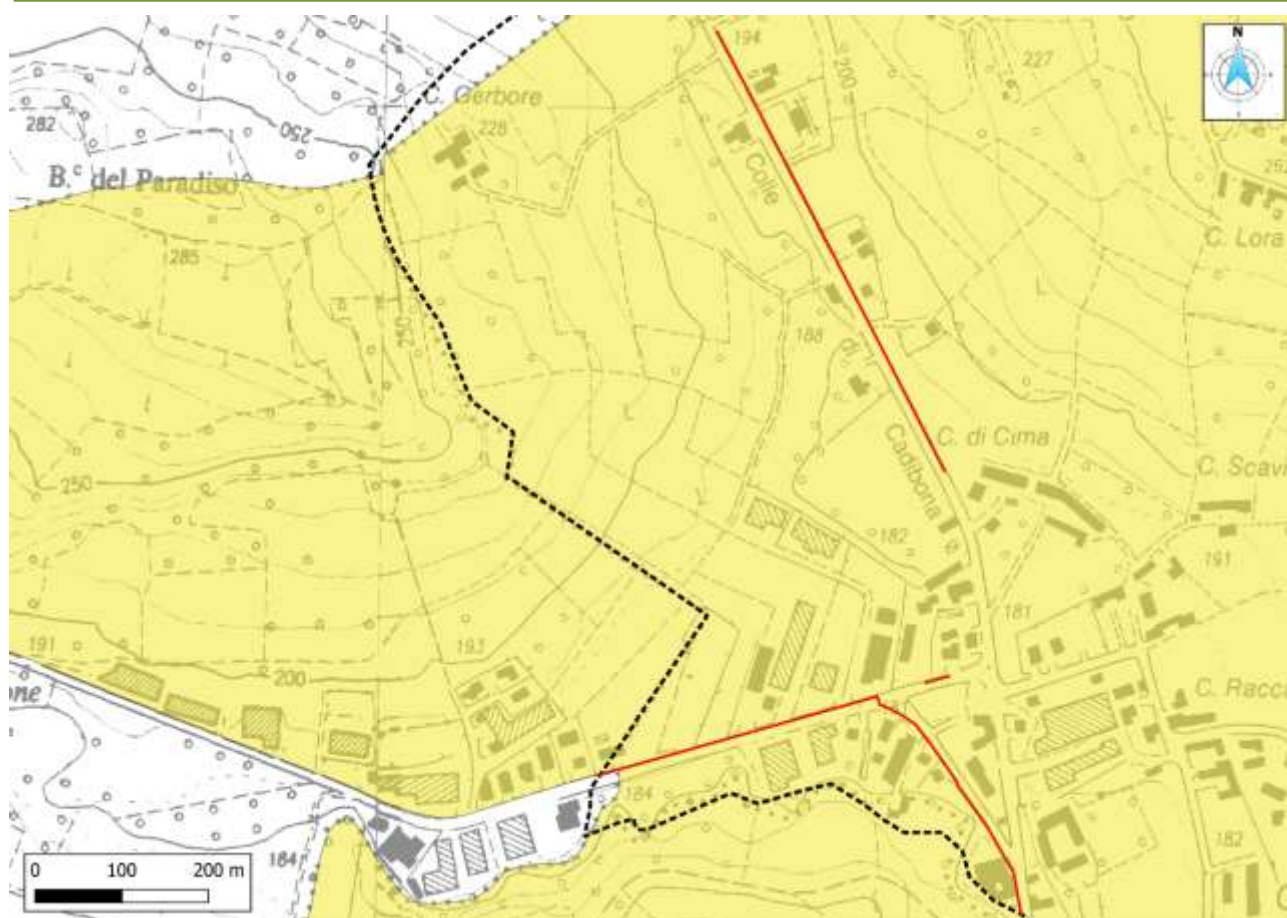


Figura 16: Estratto cartografico di dettaglio con individuazione delle aree perimetrate dal vincolo idrogeologico –in rosso tracciato della pista ciclabile

5.4 Caratteristiche geotecniche del terreno di sedime

Sulla base dell'analisi dei dati bibliografici e dell'esperienza dello scrivente in lavori eseguiti su formazioni geologiche del tutto simili a quelle interessate dai lavori in oggetto, è stato possibile assegnare cautelativamente e compiutamente i valori dei principali parametri geotecnici al mezzo geologico in cui l'opera si inserisce.

Descrizione	Peso unità di volume secco [kN/m ³]	Peso unità di volume saturato [kN/m ³]	Angolo di Attrito [°]	Coesione [KPa]
Depositi alluvionali	18.00	20.00	26	10
Terreno di riempimento	18.00	20.00	35	0

Tabella 1 - Parametri geotecnici.



6 METODO E CODICE DI CALCOLO

I calcoli per il dimensionamento strutturale dell'opera 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. 6.5.3.1.1 delle NTC 2018, la verifica delle opere 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 delle NTC 2018 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	$\gamma_R = 1,4$

La verifica è stata condotta con l'ausilio del software di calcolo Max 16.0, prodotto da Aztec Informatica s.r.l.

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.

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.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del 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.

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.

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 Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. . del DM, e le relative combinazioni delle azioni:

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

Tabella 2 - 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;

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

I coefficienti parziali per le verifiche per i parametri geotecnici del terreno sono riassunti nella seguente tabella:



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	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 3 - 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	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	--

Tabella 4 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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.

7 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.

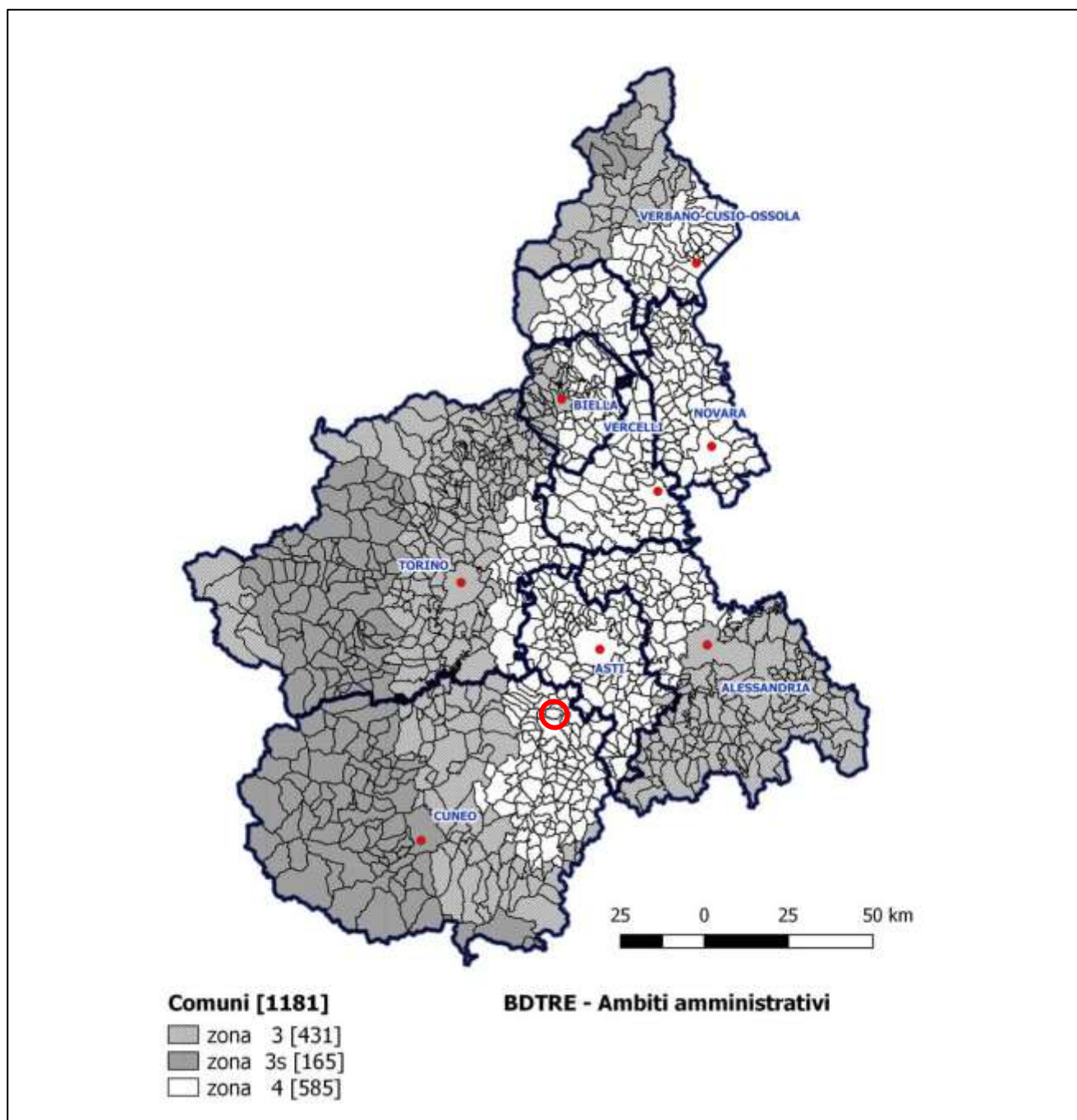


Figura 17: Mappatura delle aree sismiche in Piemonte.

Il Comune di Guarene (CN) rientra tra le aree classificate in Zona 4: Zona con pericolosità sismica molto bassa.

Regione		PIEMONTE
Provincia		CUNEO
Comune		Guarene
Zona sismica		ZONA 4
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 5 - 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 P_{VR} . Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , 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 : 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	0.186	2.615	0.161
SLD	50	0.232	2.603	0.188
SLV	475	0.455	2.699	0.291
SLC	975	0.537	2.800	0.305

Tabella 6 - Parametri sismici di progettazione.

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche 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_r , 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 7 - Categorie topografiche - Tabella 3.2.III D.M. 17/01/2018.

Il caso in studio è stato associato alla categoria topografica T1, alla quale corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1.0 (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>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 8 - 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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$

Tabella 9 – 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_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 16 durante il calcolo delle verifiche di stabilità delle scogliere.

Calcolo β_m secondo Circolare 21/01/2019 n° 7 C.S.LL.PP. (par C7.11.6.2)				
$Ag_{crit} = 2,322 [m/s^2]$		$A_{max} = 0,819 [m/s^2]$	$\beta_{m,critico} = 2,835$	
Verifica SLV		β_m	K_h [%]	K_v [%]
◆	Scorrimento	0,380	3,172	1,586
	Carico limite, stabilità globale e verifiche strutturali	1,000	8,349	4,174
	Ribaltamento	1,000	8,349	4,174

Tabella 10 - Calcolo di β_m secondo Circolare 21/01/2019 n. 7.

8 SCOGLIERA - SEZIONE 01

La scogliera in massi cementati in corrispondenza con la sezione 01 avrà una sezione d'altezza massima pari a 5.0m, larghezza in testa di 1.00 m. e fondazione in c.a di spessore pari a 0.40 di larghezza pari a 2.10 m.

Per il modello di calcolo è stata considerata una sezione corrispondente alla sezione della scogliera riportata in *Figura 18*. Considerando come sezione critica quella con altezza massima pari a 5.0 m. Le verifiche sono state eseguite con il software di calcolo MAX 18.0.

Si riporta di seguito una rappresentazione esemplificativa.



SEZIONE_01 - STATO DI PROGETTO
scala 1:100

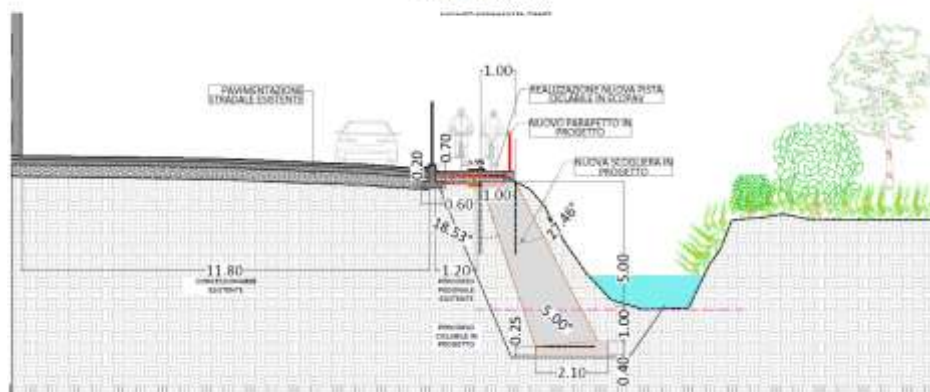




Figura 18 – Planimetria tratto E-F_Sez 1 e 2

Le verifiche sono state eseguite seguendo il *metodo agli stati limite*, la *sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi* deve essere verificata confrontando la *capacità di progetto R_d* , in termini di: *resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d)*, con il *corrispondente valore di progetto della domanda E_d* , *funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate*.

La *verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU)* è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

I seguenti capitoli illustrano le caratteristiche dei materiali, le azioni/carichi agenti sulla struttura, combinazioni di calcolo usati nella modellazione geotecnica, per la definizione della spinta e sollecitazioni (E_d).

Sul capitolo 10.2 si illustrano i risultati del calcolo delle resistenze (R_d) e la verifica degli stati limite ultimi.

8.1 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

Massi intasate con cemento: 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	(kg/cm ²)	5
Peso di volume	(kg/m ³)	2400

Tabella 11 – Parametri pietrame



8.2 AZIONI

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

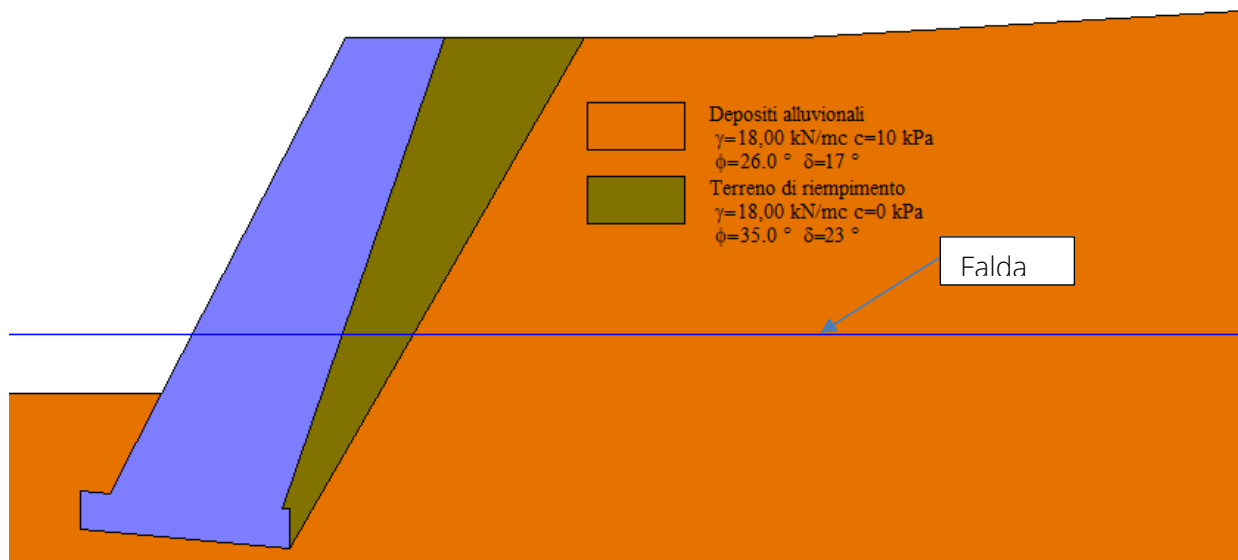
- Carichi permanenti strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali;
- Carichi variabili.

8.2.1 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 2400 kg/m^3 .

8.2.2 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 paragrafo 5.4. E la spinta dell'acqua in messa ad 3.00 m dalla testa della scogliera.



8.2.3 Carichi variabili

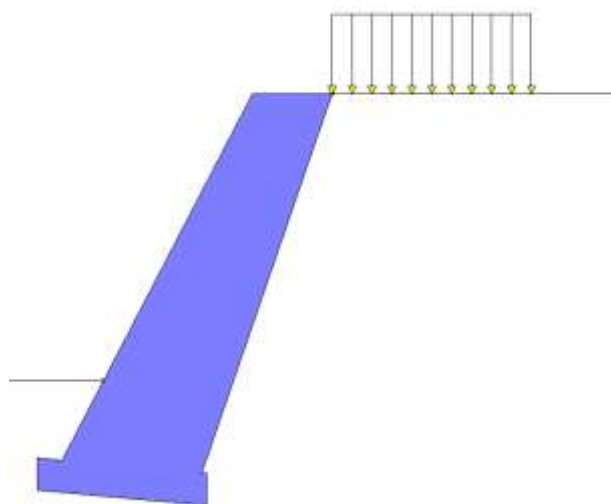
La pista ciclabile è stata inserita come un carico variabile di traffico con un valore pari a 10kN/m

Condizione n° 1 (Pista ciclabile) - VARIABILE TF

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.40$ - $\Psi_1=0.40$ - $\Psi_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X_i	X_f	Q_i	Q_f
		[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito	0,00	2,50	10,0000	10,0000





8.2.4 Combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.30	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.35	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.30	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.30	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

SERTEC ENGINEERING
CONSULTING s.r.l.

SP 222, n.31 10010 Loranze (TO)

P.IVA 00495550014

Tel. +39 0125 1970499

Fax +39 0125 564014

info@sertec-engineering.com

info.sertec@pec.it

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.30	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.15	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.30	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.35	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole



Combinazione n° 13 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.00	0.40	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - HYD

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - UPL

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta terreno (Attiva)	1.10	--	Sfavorevole
Pista ciclabile	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - A1-M1-R3 SCOR H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - A1-M1-R3 SCOR H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole



8.3 MODELLO DI CALCOLO

8.3.1 Geometria di modellazione

Lunghezza muro 40,00 [m]

Paramento

Materiale Pietrame

Altezza paramento 4,60 [m]

Altezza paramento libero 3,60 [m]

Spessore in sommità 1,00 [m]

Spessore all'attacco con la fondazione 1,83 [m]

Inclinazione paramento esterno 27,50 [°]

Inclinazione paramento interno -19,00 [°]

Fondazione

Materiale C32/40

Lunghezza mensola di valle 0,30 [m]

Lunghezza mensola di monte 0,00 [m]

Lunghezza totale 2,13 [m]

Inclinazione piano di posa 5,00 [°]

Spessore 0,40 [m]

Spessore magrone 0,00 [m]

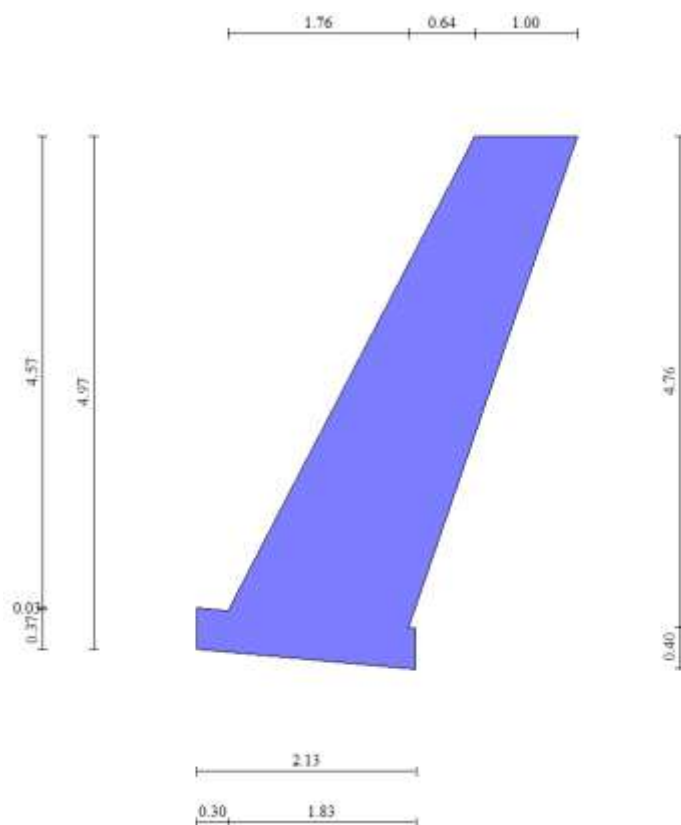


Figura 19 – Estratto dal software di calcolo MAX 18.0 – Sezione di verifica

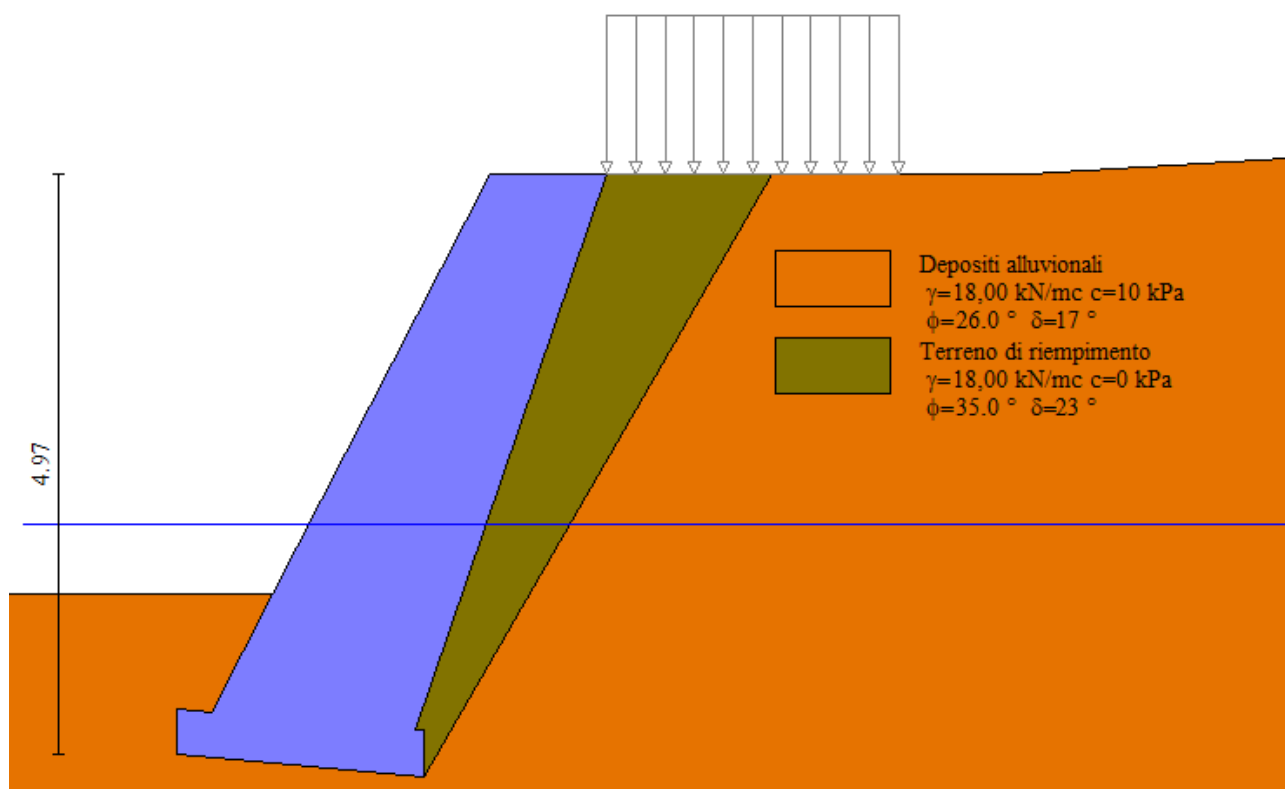


Figura 20 - Estratto dal software di calcolo MAX 18.0 – Sezione di verifica

8.3.2 Spinta e Sollecitazioni agenti

I valori si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili. I calcoli della spinta è stato eseguito con il metodo di Culmann.

Si riporta di seguito l'involuppo delle sollecitazioni agenti e delle pressioni sull'opera di sostegno e sul terreno di sedime.

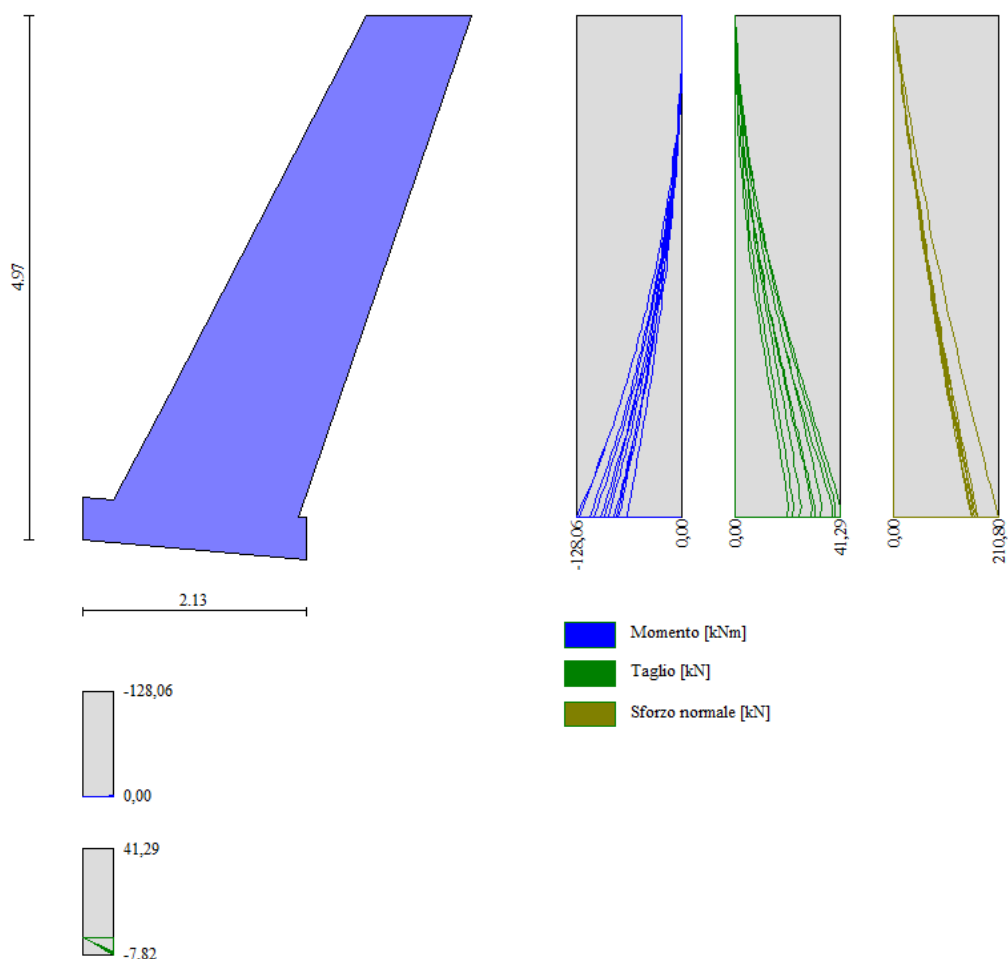


Figura 21: Involuppo sollecitazioni agenti–Momento [kNm], Taglio [kN], Sforzo normale [kN].

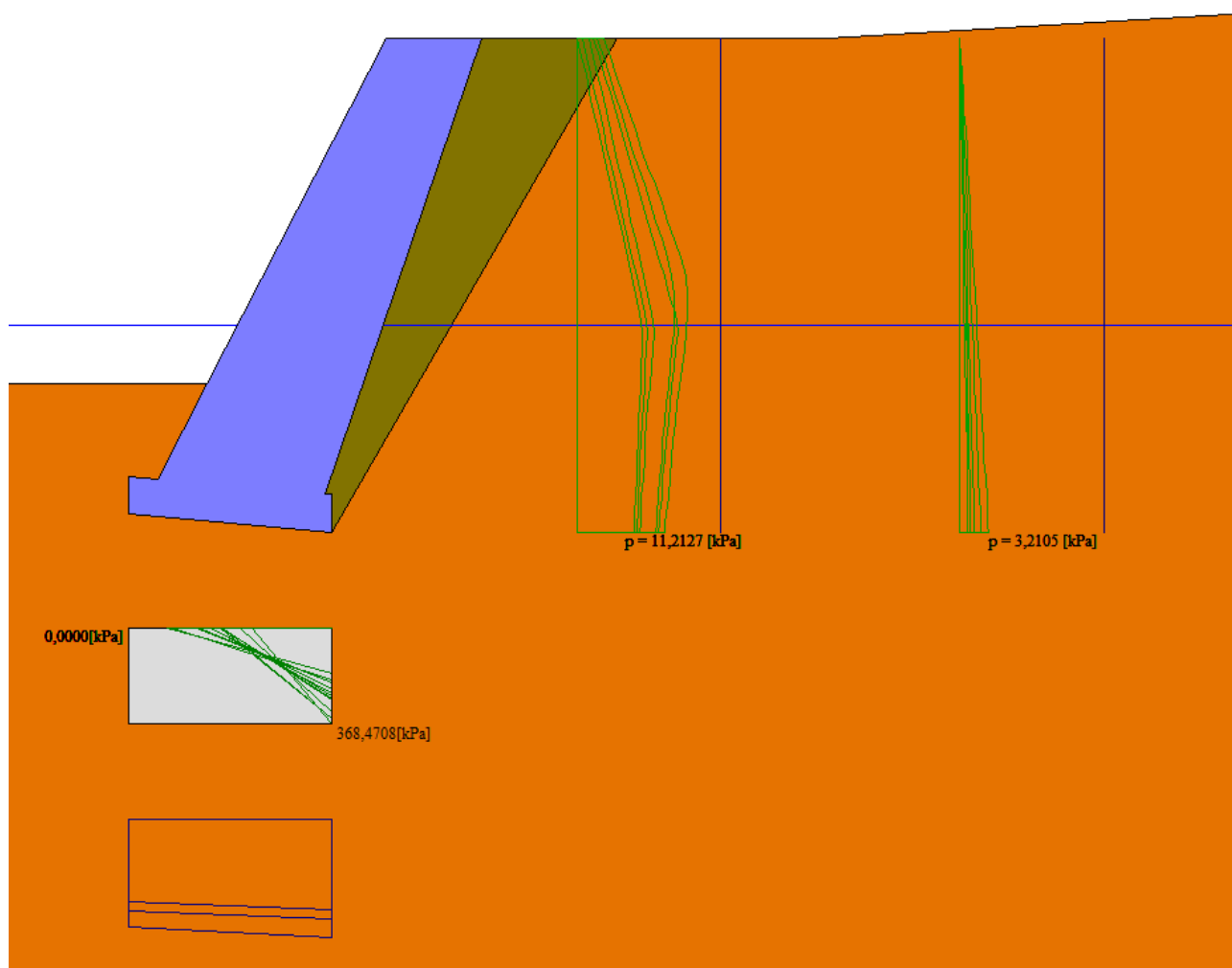


Figura 22. Involuppo pressioni

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
1	Spinta statica	43,57	6,44	43,29	4,89	0,00	-3,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	179,35/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				56,07	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
2	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Incremento di spinta sismica	8,28		8,23	0,93	0,00	-3,60
	Peso/Inerzia muro			14,99	179,35/7,49	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,01	0,14/0,01	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,84	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
3	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Incremento di spinta sismica	6,03		5,99	0,68	0,00	-3,60
	Peso/Inerzia muro			14,99	179,35/-7,49	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,01	0,14/-0,01	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,84	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
4	Spinta statica	43,57	6,44	43,29	4,89	0,00	-3,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	233,16/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,18/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	13,02	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			24,83		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				56,07	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				6,07	-3,54	-4,32
5	Spinta statica	43,57	6,44	43,29	4,89	0,00	-3,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	179,35/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,18/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	13,02	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			24,83		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				56,07	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				6,07	-3,54	-4,32
6	Spinta statica	43,57	6,44	43,29	4,89	0,00	-3,00



Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
	Peso/Inerzia muro			0,00	233,16/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				56,07	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
7	Spinta statica	44,69	2,14	44,65	1,67	0,00	-2,92
	Peso/Inerzia muro			0,00	179,35/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
8	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Incremento di spinta sismica	8,28		8,23	0,93	0,00	-3,60
	Peso/Inerzia muro			14,99	179,35/7,49	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,01	0,14/0,01	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,84	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
9	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Incremento di spinta sismica	6,03		5,99	0,68	0,00	-3,60
	Peso/Inerzia muro			14,99	179,35/-7,49	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,01	0,14/-0,01	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,84	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
10	Spinta statica	43,57	6,44	43,29	4,89	0,00	-3,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	179,35/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				56,07	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
11	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Incremento di spinta sismica	8,28		8,23	0,93	0,00	-3,60

lc	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
	Peso/Inerzia muro			14,99	179,35/7,49	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,01	0,14/0,01	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,84	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
12	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Incremento di spinta sismica	6,03		5,99	0,68	0,00	-3,60
	Peso/Inerzia muro			14,99	179,35/-7,49	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,01	0,14/-0,01	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,84	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
13	Spinta statica	33,27	6,44	33,06	3,73	0,00	-3,01
	Peso/Inerzia muro			0,00	179,35/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
14	Spinta statica	29,50	6,44	29,31	3,31	0,00	-3,10
	Peso/Inerzia muro			0,00	179,35/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
15	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Peso/Inerzia muro			0,00	179,35/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
16	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Incremento di spinta sismica	4,15		4,12	0,46	0,00	-3,60
	Peso/Inerzia muro			7,63	179,35/3,82	-1,72	-2,83



Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
	Peso/Inerzia terrapieno			0,01	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,43	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
17	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Incremento di spinta sismica	3,00		2,98	0,34	0,00	-3,60
	Peso/Inerzia muro			7,63	179,35/-3,82	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,01	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,43	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
18	Spinta statica	33,27	6,44	33,06	3,73	0,00	-3,01
	Peso/Inerzia muro			0,00	179,35/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
19	Spinta statica	51,09	2,14	51,05	1,91	0,00	-2,89
	Peso/Inerzia muro			0,00	161,42/0,00	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,12/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	9,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			17,19		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				47,44	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,20	-3,54	-4,32
20	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Incremento di spinta sismica	3,07		3,05	0,34	0,00	-3,60
	Peso/Inerzia muro			5,70	179,35/2,85	-1,72	-2,83
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,32	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32
21	Spinta statica	26,98	6,44	26,81	3,03	0,00	-3,18
	Incremento di spinta sismica	2,21		2,19	0,25	0,00	-3,60
	Peso/Inerzia muro			5,70	179,35/-2,85	-1,72	-2,83

Ic	A	V	I	C _x	C _y	P _x	P _y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,14/0,00	-1,59	-4,69
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,32	10,01	-3,39	-4,02
	Spinta falda da valle			19,10		-3,54	-4,32
	Sottospinta della falda				43,13	-2,61	-4,74
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				4,67	-3,54	-4,32



8.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

8.4.1 Verifica a scorrimento fondazione

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Rsa Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]

R = F_r Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]

T = F_s Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]

FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	75,87	75,87	43,29	1.753
21 - A1-M1-R3 SCOR H - V	76,07	76,07	35,02	2.172

Il fattore di sicurezza minimo viene quindi calcolato con il rapporto tra le forze resistenti (F_r = R) e le forze attuari corrispondente alla spinta parallela al piano di fondazione.

Si ottiene quindi un valore pari a 2.172 superiore al coefficiente R3=1.0 in condizioni sismiche prescritto dalla NTC2018 Sulla combinazione 21

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

$$\frac{76.07 \text{ kN}}{35.02 \text{ kN}} = 2.172 > R3 = 1.00 \text{ (Sisma)}$$

Si ottiene quindi un valore pari a 1.753 superiore al coefficiente R3=1.1 in condizioni statica e prescritto dalla NTC2018. Sulla combinazione 1

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

$$\frac{75.87 \text{ kN}}{43.29 \text{ kN}} = 1.753 > R3 = 1.10 \text{ (Statica)}$$



8.4.2 Verifica a carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione
- γ peso di volume del terreno in fondazione
- B larghezza della fondazione
- D profondità del piano di posa
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N fattori di capacità portante
- d fattori di profondità del piano di posa
- i fattori di inclinazione del carico

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- N Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
- Q_u carico limite del terreno, espresso in [kN]
- Q_d Portanza di progetto, espresso in [kN]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limie e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
4 - STR (A1-M1-R3)	201,87	491,14	350,81	2.433
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	164,48	510,29	425,24	3.102

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante

i_c, i_q, i_γ Fattori di inclinazione del carico

d_c, d_q, d_γ Fattori di profondità del piano di posa

g_c, g_q, g_γ Fattori di inclinazione del profilo topografico

b_c, b_q, b_γ Fattori di inclinazione del piano di posa

s_c, s_q, s_γ Fattori di forma della fondazione

p_c, p_q, p_γ Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic

R_e Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof

I_r, I_{rc} Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic

r_γ Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_\gamma$ viene moltiplicato per questo fattore

D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]

B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]

H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]

γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]

c Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

σ_v Pressione terreno valle, espressa in [kPa]

σ_m Pressione terreno monte, espressa in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).



n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	lr	lrc	Re	ry
4	22.254	0.975	1.206	--	--	--	--	--	--	0.436	0.993
	11.854	0.975	1.103	--	--	--	--	--	--		
	8.002	0.914	1.103	--	--	--	--	--	--		
2	22.254	0.897	1.206	--	--	--	--	--	--	0.510	0.993
	11.854	0.897	1.103	--	--	--	--	--	--		
	8.002	0.667	1.103	--	--	--	--	--	--		

n°	D	B'	H	γ	ϕ	c
	[m]	[m]	[m]	[kN/mc]	[°]	[kPa]
4	1,37	2,14	1,71	10,19	26.00	10
2	1,37	2,14	1,71	10,19	26.00	10

n°	σ_v	σ_m
	[kPa]	[kPa]
4	0	346
2	0	198

8.4.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (**momento ribaltante M_r**) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (**momento stabilizzante M_s**) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

M_s Momento stabilizzante, espresso in [kNm]

M_r Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	M_s	M_r	FS
	[kNm]	[kNm]	
10 - EQU (A1-M1-R3)	388,28	146,69	2.647
12 - EQU (A1-M1-R3) H - V	383,91	151,33	2.537

Il fattore di sicurezza minimo in condizione **statica** si presenta sulla combinazione 10 con un valore pari a **2.647** superiore in ogni caso al fattore di sicurezza ($R3=1.15$) prescritto dalla NTC-2018



$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

$$\frac{388.28 \text{ kNm}}{146.69 \text{ kNm}} = 2.647 \geq 1.15$$

Il fattore di sicurezza minimo in condizione **sismica** si presenta sulla combinazione 12 con un valore pari a **2.537** superiore in ogni caso al fattore di sicurezza ($R3=1.00$) prescritto dalla NTC-2018

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

$$\frac{383.91 \text{ kNm}}{151.33 \text{ kNm}} = 2.537 \geq 1.00$$

8.4.4 Verifiche muro a gravità

La seguente immagine illustra graficamente i fattori di sicurezza delle verifiche del muro a gravità.

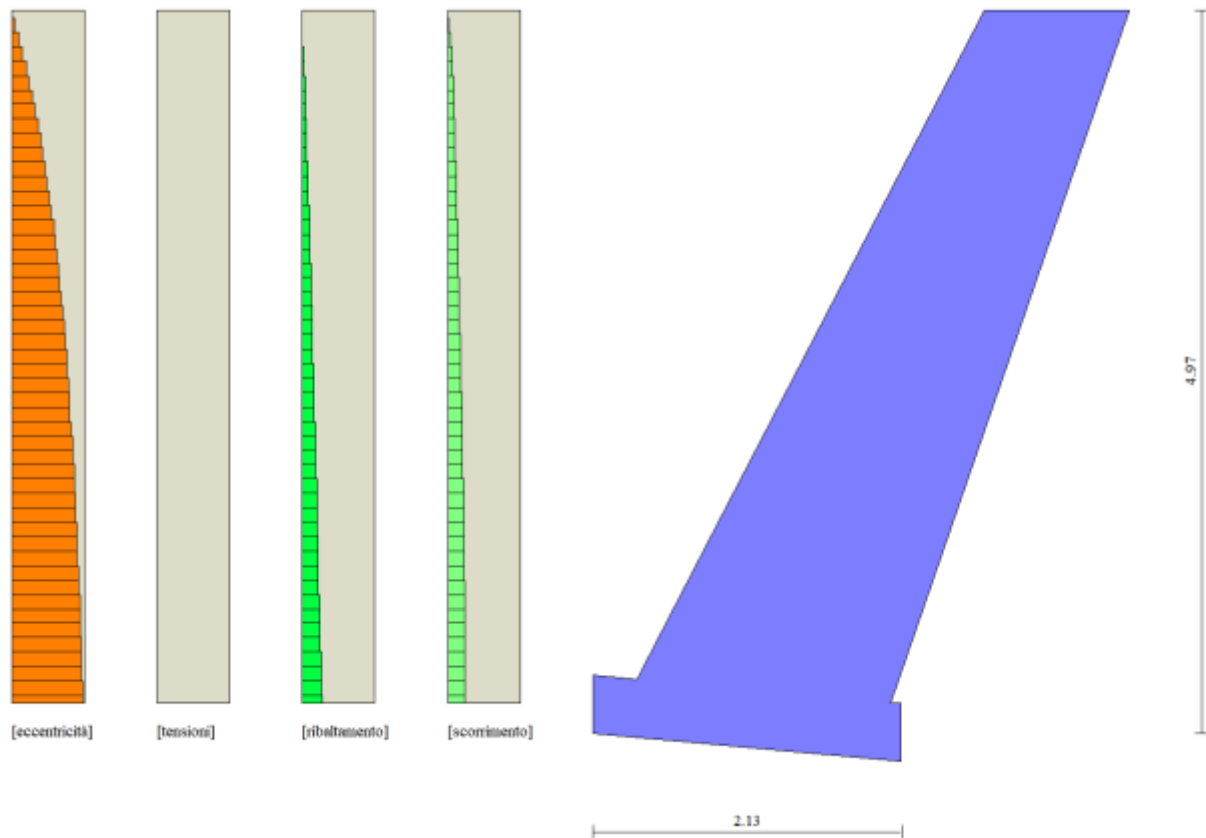


Figura 23. Verifiche muro a gravità.

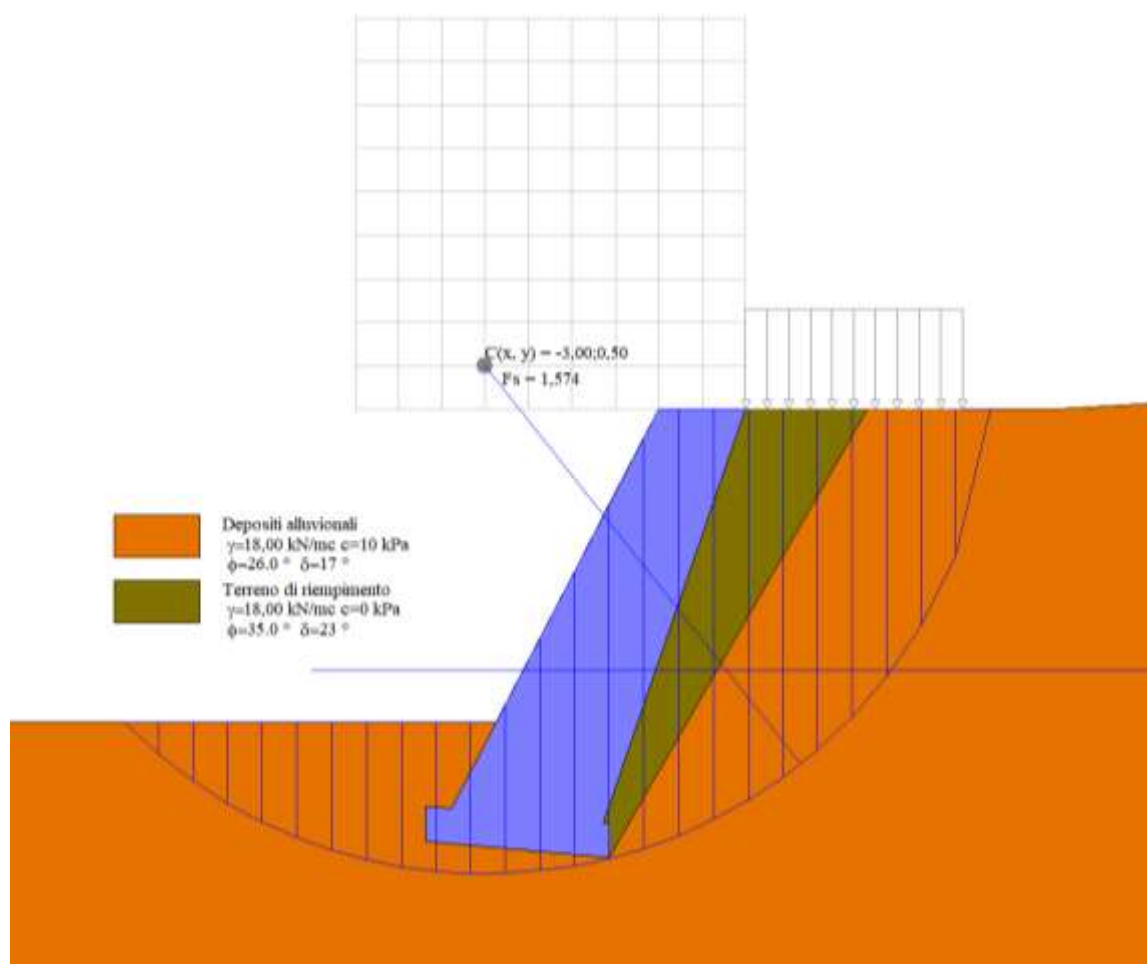


8.4.5 Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-3,00; 0,50	5,85	1.574
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-4,50; 2,00	7,75	1.970



8.4.6 Verifica a sollevamento

Simbologia adottata

As Azione stabilizzante, espressa in [kN]

Ai Azione instabilizzante, espressa in [kN]

Rp Resistenza di progetto, espressa in [kN]

FS Fattore di sicurezza a sollevamento (rapporto tra As/Ai)

lc	As	Ai	FS
	[kN]	[kN]	
19	178,76	47,26	3.783

8.4.7 Riassunto verifiche geotecniche

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 Condizione Statica	Fattori di sicurezza minimi Condizione sismica
Verifica al ribaltamento	2.647 (10) > 1.15	2.537 (12) > 1.00
Verifica allo scorrimento	1.753 (1) > 1.10	2.172 (21) > 1.00
Verifica al carico limite	2.433 (4) > 1.40	3.102 (2) > 1.20
Verifica alla stabilità globale	1.574 (7) > 1.10	1.970 (8) > 1.20
Verifica a sollevamento	3.783 (19)	

Tabella 12: Risultati delle verifiche geotecniche.

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



9 MURO IN C.A. – SEZIONE 02

La presente relazione è relativa al muro in c.a. che sarà realizzato nel comune di Guarene, sulla sponda sinistra del torrente Riddone.

L'opera avrà un'altezza del paramento pari a 4.90 m con spessore in testa di 0.40 m. La fondazione avrà uno spessore di 0.40 m, una mensola di monte di 0.70 m ed una mensola di valle di 1.20 m.

Il materiale proveniente dagli scavi sarà utilizzato come riempimento a tergo del muro. Si riporta in *Figura 24* una sezione tipo del muro in progetto.

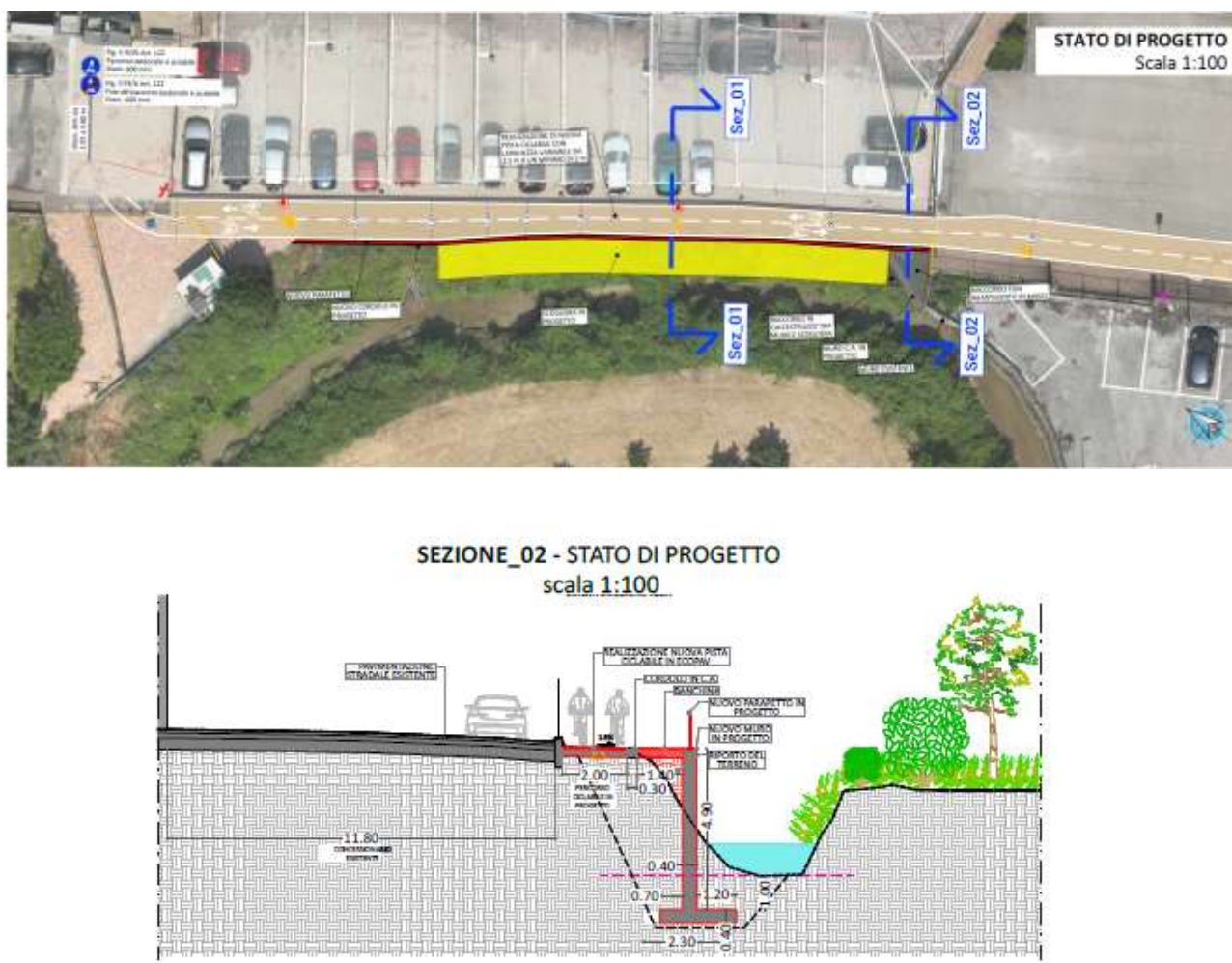


Figura 24 – Planimetria tratto E-F_Seiz 2

SERTEC ENGINEERING
CONSULTING s.r.l.

SP 222, n.31 10010 Loranze (TO)
P.IVA 00495550014

Tel. +39 0125 1970499

Fax +39 0125 564014

info@sertec-engineering.com

info.sertec@pec.it

9.1 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

9.1.1 Calcestruzzo

9.1.1.1 Classe di esposizione ambientale

Le diverse superfici di calcestruzzo di un dato componente strutturale possono essere soggette a diverse azioni ambientali, classificate dalla norma UNI – EN 206:2016 come classi di esposizione. Le classi di esposizione da scegliere dipendono dalle disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo, e tale classificazione non esclude considerazioni in merito a condizioni speciali che possano esistere nel luogo di impiego del calcestruzzo o di misure protettive come l'uso di acciaio inossidabile o altri metalli resistenti alla corrosione e l'uso di rivestimenti protettivi per il calcestruzzo o per l'armatura. Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, al paragrafo 4.1.2.2.4.2, stabiliscono che le condizioni ambientali possano essere suddivise, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, in condizioni ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente tabella. La suddivisione fa riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 13 - Descrizione delle condizioni ambientali - TAB 4.1.III D.M. 17/01/2018.

La seguente tabella mostra le diverse classi di esposizione ambientale nella quale si evidenziano le classi di esposizione per le opere in progetto:



Classi di esposizione

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Per calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa

2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente:		
Nota Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con acqua contenente cloruri, inclusi i sali antigelo, con origine diversa dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
Nota In riferimento alle condizioni di umidità vedere anche sezione 2 del presente prospetto.		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con cloruri presenti nell'acqua di mare oppure con aria che trasporta sali derivanti dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde oppure alla marea	Parti di strutture marine



5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti		
Qualora il calcestruzzo bagnato sia esposto ad un attacco significativo dovuto a cicli di gelo/disgelo, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo

6 Attacco chimico		
Qualora il calcestruzzo sia esposto all'attacco chimico che si verifica nel terreno naturale e nell'acqua del terreno avente caratteristiche definite nel prospetto 2, l'esposizione verrà classificata come è indicato di seguito. La classificazione dell'acqua di mare dipende dalla località geografica; perciò si dovrà applicare la classificazione valida nel luogo di impiego del calcestruzzo.		
Nota Può essere necessario uno studio speciale per stabilire le condizioni di esposizione da applicare quando si è: - al di fuori dei limiti del prospetto 2; - in presenza di altri aggressivi chimici; - in presenza di terreni o acque inquinati da sostanze chimiche; - in presenza della combinazione di elevata velocità dell'acqua e delle sostanze chimiche del prospetto 2.		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2	

Tabella 14 - Classi di esposizione.

In particolare, si prevede una classe XF1.

9.1.1.2 Classe di consistenza del calcestruzzo

La classe di consistenza è una proprietà del calcestruzzo allo stato fresco che influenza fortemente le proprietà del calcestruzzo indurito, e la si misura facilmente in cantiere con il cono di Abrams. La classe di consistenza è da considerarsi come un indice della lavorabilità del calcestruzzo, cioè la caratteristica che consente di confezionare, trasportare, gettare e compattare il materiale con una certa facilità. Si riporta nella seguente tabella i valori delle classi di abbassamento in funzione del relativo abbassamento

al cono di Abrams. Il calcestruzzo scelto per la realizzazione delle opere in c.a. ha una classe di consistenza S4.

Classi di abbassamento al cono (slump)

Classe	Abbassamento al cono
S1	da 10 a 40
S2	da 50 a 90
S3	da 100 a 150
S4	da 160 a 210
S5 ¹⁾	≥220

Tabella 15 - Classi di abbassamento al cono (slump).

9.1.1.3 Classe di contenuto in cloruri

I cloruri presenti nella massa cementizia sono una delle cause più importanti del degrado delle armature d'acciaio. Questi possono penetrare dall'esterno, se presenti in massicce quantità sulla superficie dell'elemento strutturale in calcestruzzo armato, ma possono essere veicolati anche dalle materie componenti il calcestruzzo. Ad esempio alcuni additivi acceleranti possono contenere una certa quantità di cloruri.

Il contenuto di cloruri nel calcestruzzo non deve eccedere il valore indicato della classe selezionata del prospetto seguente (par. 5.2.8 UNI EN 206:2016).

Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo

Impiego del calcestruzzo	Classe di contenuto in cloruri ¹⁾	Massimo contenuto di Cl ⁻ rispetto alla massa del cemento ²⁾
In assenza di armatura di acciaio o di altri inserti metallici (ad eccezione dei dispositivi di sollevamento resistenti alla corrosione)	Cl 1,0	1,0%
In presenza di armatura d'acciaio o di altri inserti metallici	Cl 0,20	0,20%
	Cl 0,40	0,40%
In presenza di armatura d'acciaio da precompressione	Cl 0,10	0,10%
	Cl 0,20	0,20%
a) La classe da applicare per uno specifico utilizzo del calcestruzzo dipende da disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo.		
b) Qualora siano impiegate aggiunte di tipo II e siano considerate nel computo del dosaggio di cemento, il contenuto in cloruri viene espresso come percentuale di ioni cloruro in massa rispetto al cemento + la massa totale delle aggiunte considerate.		

Tabella 16 - Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo.



9.1.2 Durabilità

Le Norme tecniche per le Costruzioni 2018 al paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono che “al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento del calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell’aggressività dell’ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature”.

A tal fine si può fare riferimento alla UNI EN 1992-1-1 per dimensionare correttamente i copriferri.

Il valore nominale del copriferro è calcolato secondo l’espressione:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

in cui:

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$c_{min,b}$ è il copriferro minimo necessario per l’aderenza delle armature. Per armature ordinarie $c_{min,b}$ è pari al diametro della barra, nel caso di barre singole, e al diametro equivalente, nel caso di barre raggruppate.

$c_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti seguenti in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita nominale presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4 (vedi prospetti seguenti).

Per quanto riguarda la tolleranza Δc_{dev} , essa è compresa tra 0 e 10 mm.

A titolo cautelativo si è scelto un copriferro minimo pari a 40 mm.

prospetto 4.4N Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabella 17 - Valori del copriferro per la durabilità del calcestruzzo da Eurocodice 2.

9.1.3 Acciaio

9.1.3.1 Sensibilità alla corrosione delle armature

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, al par. 4.1.2.2.4.3, suddividono in due gruppi le armature:

- Armature sensibili;
- Armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso, mentre appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tenere conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

La seguente tabella riepilogativa riassume le prescrizioni relative ai materiali utilizzati per il dimensionamento dell'opera strutturale con riferimento alle condizioni ambientali e alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Calcestruzzo		
Classe di esposizione ambientale		XF1
Condizione ambientale	TAB. 4.1.III D.M. 17/01/2018	ORDINARIA
Classe di consistenza cls		S4
Massimo rapporto a/c		0,50
Dmax: dimensione nominale max aggregati		32 mm
Tipi di acciaio		
Acciai da precompressione presenti		NO
Acciai ordinari presenti		SI
Acciai zincati presenti		NO
Acciai inox presenti		NO

Tabella 18 - Materiali.



9.1.3.2 Scelta degli stati limite di fessurazione

Sono ora indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alla TAB. 4.1.IV D.M. 17/01/2018.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 19 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione.

Il paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018 individua i seguenti valori di w_1 , w_2 e w_3 :

w_1	0,2 mm
w_2	0,3 mm
w_3	0,4 mm

Tabella 20 - Valori limite apertura delle fessure.

Per la verifica a fessurazione si è fatto riferimento ad una condizione ambientale di tipo aggressivo.

9.1.4 Materiali utilizzati

9.1.4.1 Calcestruzzo per utilizzo strutturale C32/40

Tipo di calcestruzzo		C32/40
Rck calcestruzzo	(daN/cm ²)	400
Modulo elastico	(daN/cm ²)	336428
Resistenza caratteristica cilindrica (fck)	(daN/cm ²)	332
Resistenza caratteristica a trazione (Fctk)	(daN/cm ²)	21692
Resistenza media (Fcm)	(daN/cm ²)	412
Resistenza media a trazione (Fctm)	(daN/cm ²)	30989

Tabella 21 - Caratteristiche C32/40.

9.1.4.2 Acciaio per opere in c.a.

Tipo di acciaio		B450C
f _{yk} tensione caratteristica di snervamento	(daN/cm ²)	4500
Modulo elastico	(daN/cm ²)	2060000
f _{tk} tensione caratteristica ultima	(daN/cm ²)	5400
Coefficiente di Poisson ν		0.3
σ_s		1.15
f _{yd} tensione di snervamento di calcolo	(daN/cm ²)	3910

Tabella 22 - Caratteristiche B450C.

Leggi costitutive dei materiali

Con riferimento ai paragrafi 4.1.2.1.2.1 e 4.1.2.1.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, per il calcestruzzo è stata considerata la legge σ - ϵ di tipo parabola-rettangolo, per l'acciaio d'armatura il modello σ - ϵ di tipo elastico perfettamente plastico.

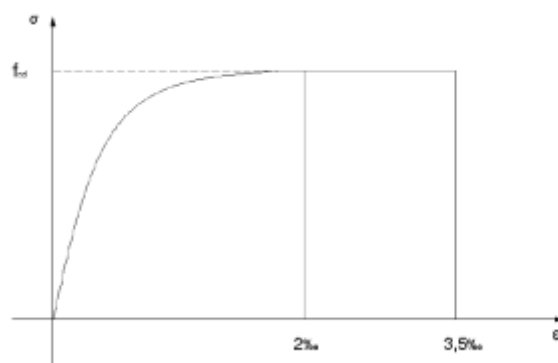


Figura 25: Diagramma di calcolo parabola-rettangolo per il calcestruzzo compresso.

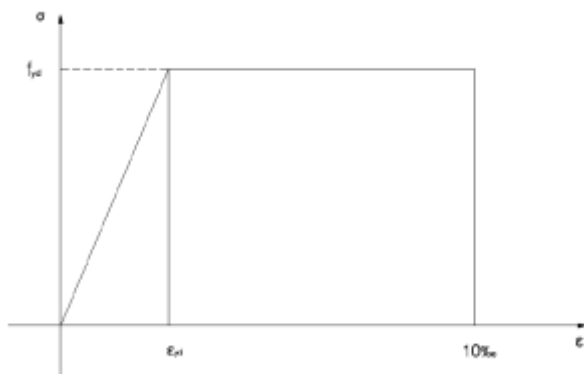


Figura 26: Diagramma di calcolo elastico-perfettamente plastico per l'acciaio delle barre di armatura.

9.2 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.

9.2.1 Carichi permanenti strutturali

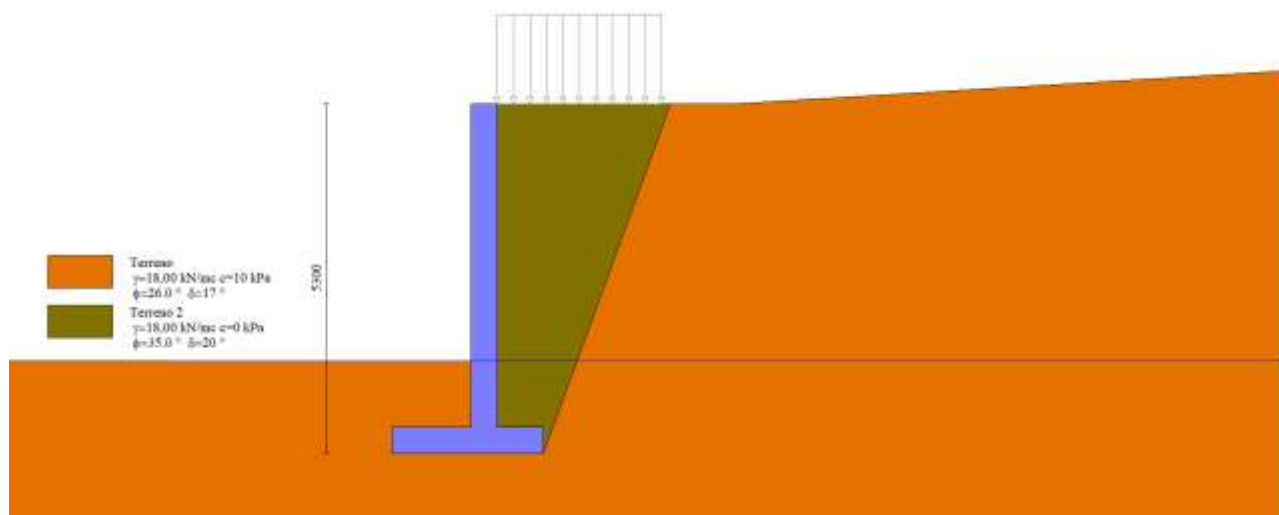
I carichi permanenti strutturali sono dati dai pesi propri delle strutture e vengono calcolati automaticamente dal software di calcolo. Si considera la massa volumica del calcestruzzo armato pari a 2500 kg/m^3 .

9.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sugli interventi 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 5.4.

9.2.3 Carichi variabili

È presente un carico di 1000 kg/m relativo alla pista ciclabile.





9.2.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

SERTEC ENGINEERING
CONSULTING s.r.l.

SP 222, n.31 10010 Loranze (TO)

P.IVA 00495550014

Tel. +39 0125 1970499

Fax +39 0125 564014

info@sertec-engineering.com

info.sertec@pec.it

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.15	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole



Combinazione n° 13 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.40	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - HYD

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - UPL

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta terreno (Attiva)	1.10	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - A1-M1-R3 SCOR H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - A1-M1-R3 SCOR H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno (Attiva)	1.00	--	Sfavorevole



9.3 MODELLO DI CALCOLO E RISULTATI DELLE VERIFICHE

Il muro in progetto per il modello di calcolo è stata considerata la sezione peggiore. Le verifiche sono state eseguite con il software di calcolo MAX 18.0. A seguire si riportano i risultati ottenuti.



Figura 27: Sezione generica per il modello di calcolo.

9.3.1 Geometria di modellazione

La sezione tipo è schematizzata in Figura 28; il muro ha un'altezza del paramento di 4.90 m e spessore in testa di 0.40 m. La fondazione ha uno spessore di 0.40 m, una mensola di monte di 0.70 m ed una mensola di valle di 1.520 m.

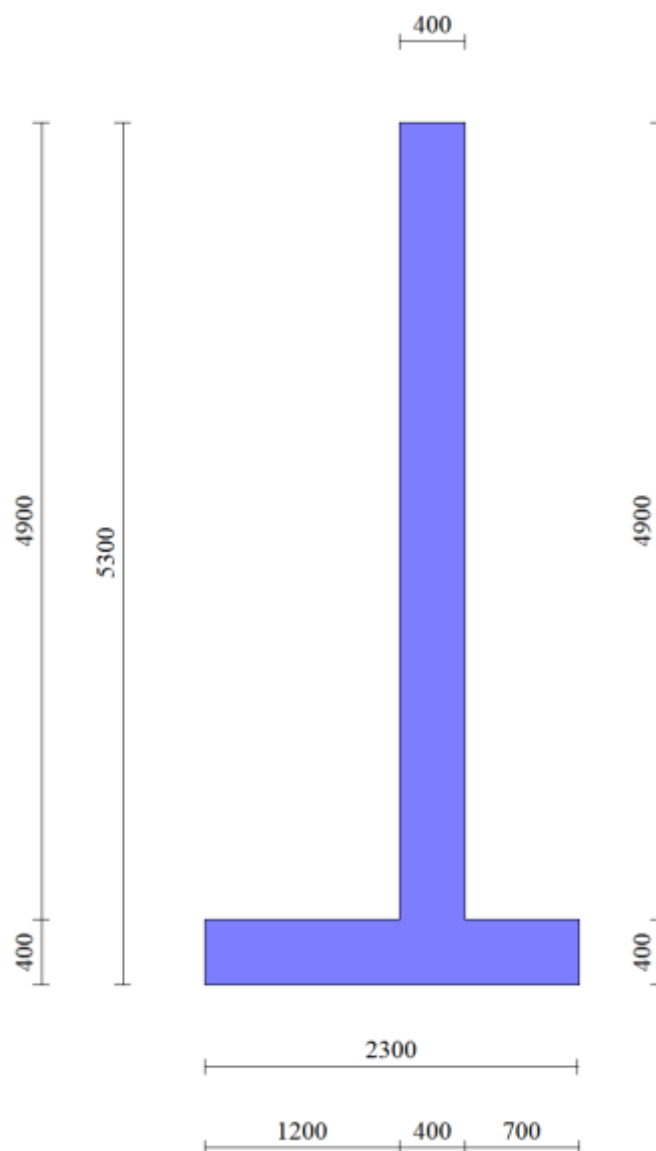


Figura 28: Estratto dal software di calcolo MAX 16.0 – Geometria di modellazione in sezione.

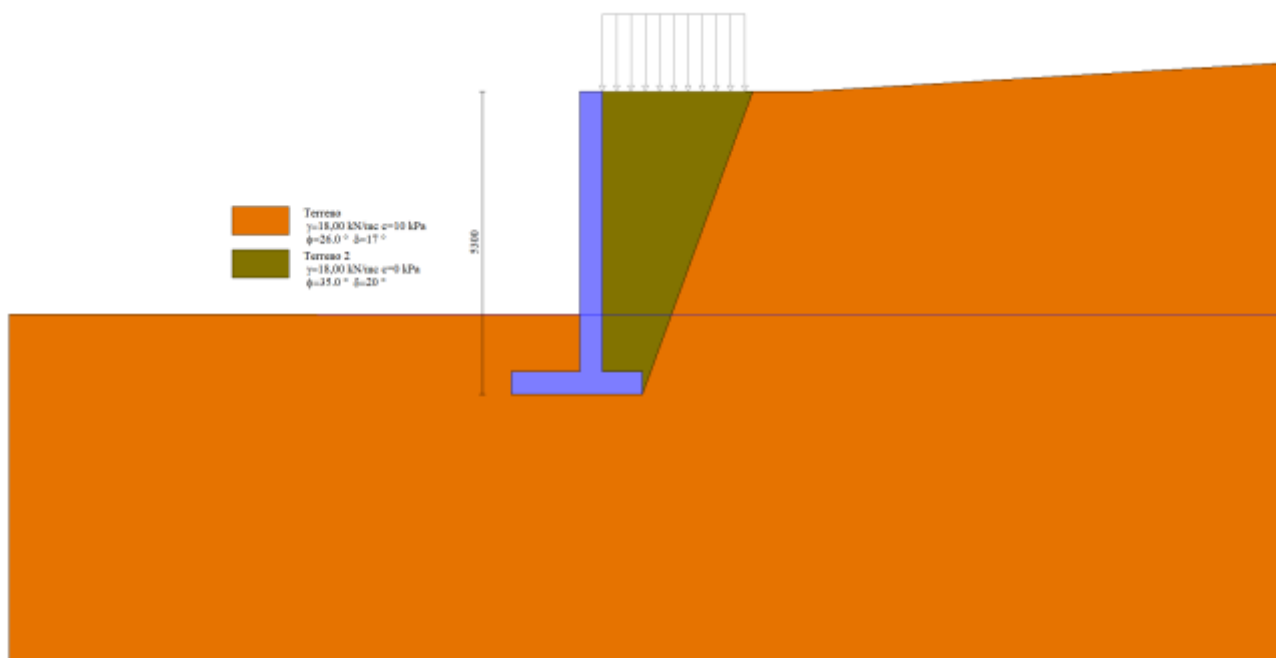


Figura 29: Estratto dal software di calcolo MAX 16.0 – Geometria di modellazione in sezione, condizione stratigrafica e di carico.

9.3.2 Spinta e Sollecitazioni agenti

I valori si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili. I calcoli della spinta è stato eseguito con il metodo di Culmann.

Si riporta di seguito l'involuppo delle sollecitazioni agenti e delle pressioni sull'opera di sostegno e sul terreno di sedime.

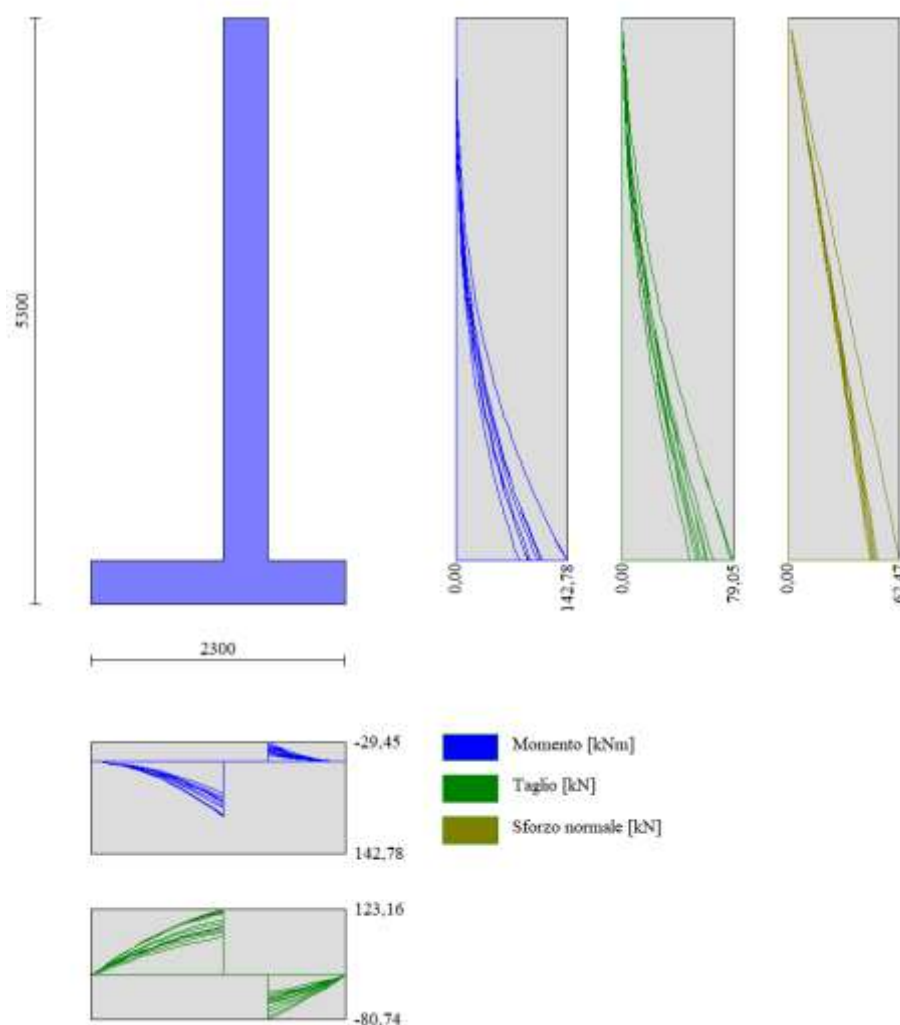


Figura 30: Involuppo sollecitazioni agenti–Momento [kNm], Taglio [kN], Sforzo normale [kN].

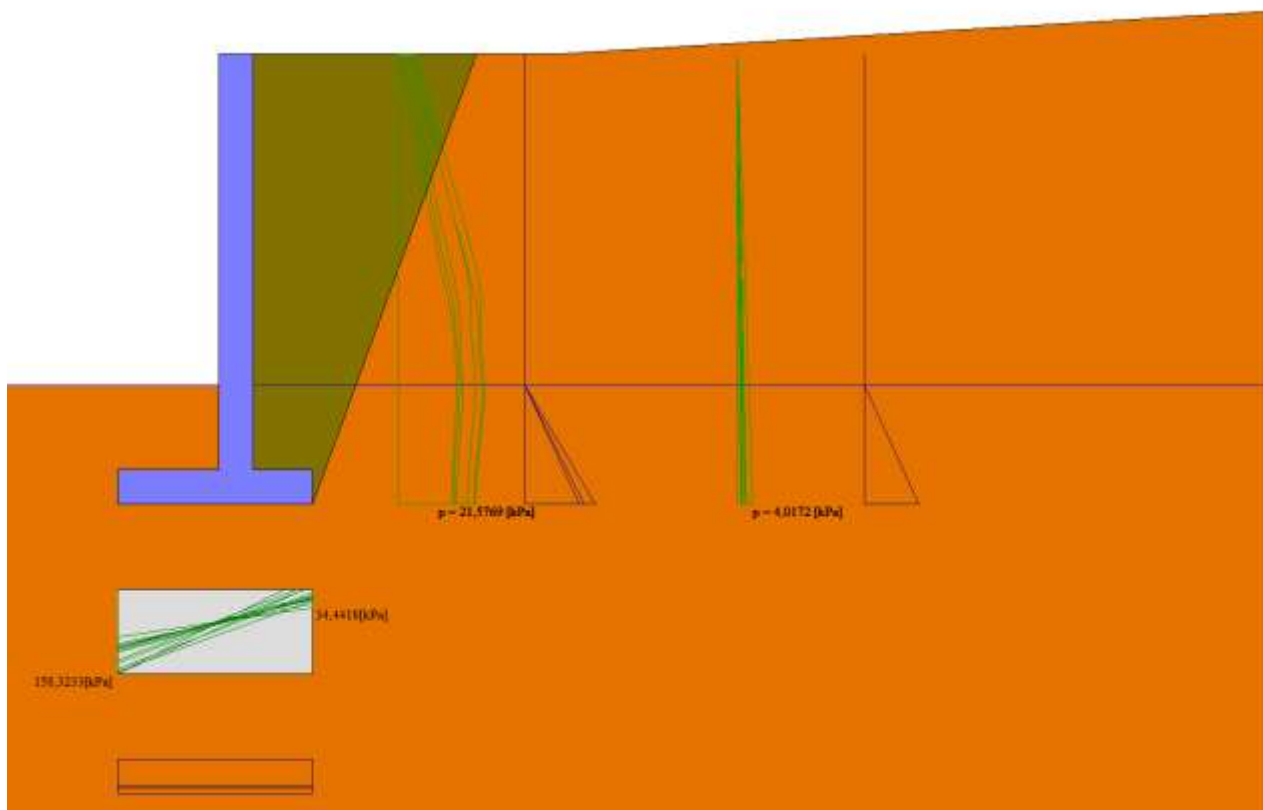


Figura 31. Involuppo pressioni

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	83,24	20,00	78,22	28,47	0,70	-3,16
	Peso/Inerzia muro			0,00	70,61/0,00	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	72,59/0,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			12,49		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				41,05	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83

SERTEC ENGINEERING
CONSULTING s.r.l.

SP 222, n.31 10010 Loranze (TO)

P.IVA 00495550014

Tel. +39 0125 1970499

Fax +39 0125 564014

info@sertec-engineering.com

info.sertec@pec.it

lc	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
2	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Incremento di spinta sismica	10,65		10,00	3,64	0,70	-3,53
	Peso/Inerzia muro			5,90	70,61/2,95	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			5,28	63,14/2,64	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,90	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
3	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Incremento di spinta sismica	6,22		5,85	2,13	0,70	-3,53
	Peso/Inerzia muro			5,90	70,61/-2,95	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			5,28	63,14/-2,64	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,90	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
4	Spinta statica	83,24	20,00	78,22	28,47	0,70	-3,16
	Peso/Inerzia muro			0,00	91,79/0,00	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	91,53/0,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	14,04	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			12,49		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			12,49		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				41,05	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				15,30	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
5	Spinta statica	83,24	20,00	78,22	28,47	0,70	-3,16
	Peso/Inerzia muro			0,00	70,61/0,00	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	91,53/0,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	14,04	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			12,49		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			12,49		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				41,05	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				15,30	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			



Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
6	Spinta statica	83,24	20,00	78,22	28,47	0,70	-3,16
	Peso/Inerzia muro			0,00	91,79/0,00	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	72,59/0,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			12,49		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				41,05	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
7	Spinta statica	78,78	16,23	75,64	22,02	0,70	-3,11
	Peso/Inerzia muro			0,00	70,61/0,00	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	71,19/0,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-27,09			
8	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Incremento di spinta sismica	10,65		10,00	3,64	0,70	-3,53
	Peso/Inerzia muro			5,90	70,61/2,95	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			5,28	63,14/2,64	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,90	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
9	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Incremento di spinta sismica	6,22		5,85	2,13	0,70	-3,53
	Peso/Inerzia muro			5,90	70,61/-2,95	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			5,28	63,14/-2,64	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,90	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
10	Spinta statica	83,24	20,00	78,22	28,47	0,70	-3,16
	Peso/Inerzia muro			0,00	70,61/0,00	-0,28	-3,30

lc	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	72,59/0,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			12,49		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				41,05	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
11	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Incremento di spinta sismica	10,65		10,00	3,64	0,70	-3,53
	Peso/Inerzia muro			5,90	70,61/2,95	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			5,28	63,14/2,64	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,90	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
12	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Incremento di spinta sismica	6,22		5,85	2,13	0,70	-3,53
	Peso/Inerzia muro			5,90	70,61/-2,95	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			5,28	63,14/-2,64	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,90	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
13	Spinta statica	63,62	20,00	59,78	21,76	0,70	-3,17
	Peso/Inerzia muro			0,00	70,61/0,00	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	70,14/0,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
14	Spinta statica	57,21	20,00	53,76	19,57	0,70	-3,26
	Peso/Inerzia muro			0,00	70,61/0,00	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	65,94/0,00	0,35	-2,45



Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
15	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Peso/Inerzia muro			0,00	70,61/0,00	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	63,14/0,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
16	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Incremento di spinta sismica	5,35		5,03	1,83	0,70	-3,53
	Peso/Inerzia muro			3,00	70,61/1,50	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			2,69	63,14/1,34	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,46	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
17	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Incremento di spinta sismica	3,10		2,91	1,06	0,70	-3,53
	Peso/Inerzia muro			3,00	70,61/-1,50	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			2,69	63,14/-1,34	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,46	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
18	Spinta statica	63,62	20,00	59,78	21,76	0,70	-3,17
	Peso/Inerzia muro			0,00	70,61/0,00	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	70,14/0,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	10,80	-0,80	-4,57

lc	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
19	Spinta statica	89,69	16,23	86,11	25,07	0,70	-3,08
	Peso/Inerzia muro			0,00	63,55/0,00	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	67,33/0,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	9,72	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			10,57		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			8,65		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				34,74	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				10,59	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-26,02			
20	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Incremento di spinta sismica	3,94		3,70	1,35	0,70	-3,53
	Peso/Inerzia muro			2,24	70,61/1,12	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			2,00	63,14/1,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,34	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			
21	Spinta statica	52,94	20,00	49,74	18,11	0,70	-3,34
	Incremento di spinta sismica	2,26		2,12	0,77	0,70	-3,53
	Peso/Inerzia muro			2,24	70,61/-1,12	-0,28	-3,30
	Peso/Inerzia terrapieno			2,00	63,14/-1,00	0,35	-2,45
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,34	10,80	-0,80	-4,57
	Spinta falda da monte			9,61		0,70	-4,83
	Spinta falda da valle			9,61		-1,00	-4,83
	Sottospinta della falda				31,58	-0,45	-5,30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				11,77	-1,00	-4,83
	Resistenza passiva terreno antistante			-35,20			



9.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

9.4.1 Verifica a scorrimento fondazione

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Rsa Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]

Rpt Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]

R = F_r Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]

T = F_s Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]

FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	67,21	35,20	102,41	90,72	1.129
20 - A1-M1-R3 SCOR H + V	66,77	35,20	101,96	67,65	1.507

Il fattore di sicurezza minimo viene quindi calcolato con il rapporto tra le forze resistenti (F_r=R) e le forze attuari corrispondente alla spinta parallela al piano di fondazione.

Si ottiene quindi un valore pari a **1.507** superiore al coefficiente R3=1.0 in condizioni **sismiche** prescritto dalla NTC2018 Sulla combinazione 20

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

$$\frac{101.96 \text{ kN}}{67.65 \text{ kN}} = \mathbf{1.507} > \mathbf{R3 = 1.00 \text{ (Sisma)}}$$

Si ottiene quindi un valore pari a **1.129** superiore al coefficiente R3=1.1 in condizioni **statica** e prescritto dalla NTC2018. Sulla combinazione 1

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

$$\frac{90.72 \text{ kN}}{102.41 \text{ kN}} = \mathbf{1.129} > \mathbf{R3 = 1.10 \text{ (Statica)}}$$



9.4.2 Verifica a carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione
- γ peso di volume del terreno in fondazione
- B larghezza della fondazione
- D profondità del piano di posa
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N fattori di capacità portante
- d fattori di profondità del piano di posa
- i fattori di inclinazione del carico

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- N Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
- Q_u carico limite del terreno, espresso in [kN]
- Q_d Portanza di progetto, espresso in [kN]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N	Q_u	Q_d	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	153,19	264,66	189,04	1.728
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	152,07	309,60	258,00	2.036

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante

i_c, i_q, i_γ Fattori di inclinazione del carico

d_c, d_q, d_γ Fattori di profondità del piano di posa

g_c, g_q, g_γ Fattori di inclinazione del profilo topografico

b_c, b_q, b_γ Fattori di inclinazione del piano di posa

s_c, s_q, s_γ Fattori di forma della fondazione

p_c, p_q, p_γ Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic

Re Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof

Ir, Irc Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic

r_γ Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_\gamma N_\gamma$ viene moltiplicato per questo fattore

D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]

B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]

H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]

γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]

c Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

σ_v Pressione terreno valle, espressa in [kPa]

σ_m Pressione terreno monte, espressa in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	N_c N_q N_γ	i_c i_q i_γ	d_c d_q d_γ	g_c g_q g_γ	b_c b_q b_γ	s_c s_q s_γ	p_c p_q p_γ	Ir	Irc	Re	r_γ
1	22.254	0.476	1.195	--	--	--	--	--	--	0.535	0.985
	11.854	0.476	1.097	--	--	--	--	--	--		
	8.002	0.000	1.097	--	--	--	--	--	--		
2	22.254	0.517	1.195	--	--	--	--	--	--	0.576	0.985
	11.854	0.517	1.097	--	--	--	--	--	--		
	8.002	0.001	1.097	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [kN/mc]	ϕ [°]	c [kPa]
1	1,40	2,30	1,84	10,19	26.00	10
2	1,40	2,30	1,84	10,19	26.00	10



n°	σ_v	σ_m
	[kPa]	[kPa]
1	156	0
2	138	0

9.4.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (**momento ribaltante M_r**) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (**momento stabilizzante M_s**) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

M_s Momento stabilizzante, espresso in [kNm]

M_r Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	M_s	M_r	FS
	[kNm]	[kNm]	
10 - EQU (A1-M1-R3)	320,43	220,37	1.454
12 - EQU (A1-M1-R3) H - V	283,06	185,17	1.529

Il fattore di sicurezza minimo in condizione **statica** si presenta sulla combinazione 10 con un valore pari a **1.454** superiore in ogni caso al fattore di sicurezza ($R3=1.15$) prescritto dalla NTC-2018



$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

$$\frac{320.43 \text{ kNm}}{220.37 \text{ kNm}} = 1.454 \geq 1.15$$

Il fattore di sicurezza minimo in condizione **sismica** si presenta sulla combinazione 12 con un valore pari a **1.529** superiore in ogni caso al fattore di sicurezza (R3=1.00) prescritto dalla NTC-2018

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

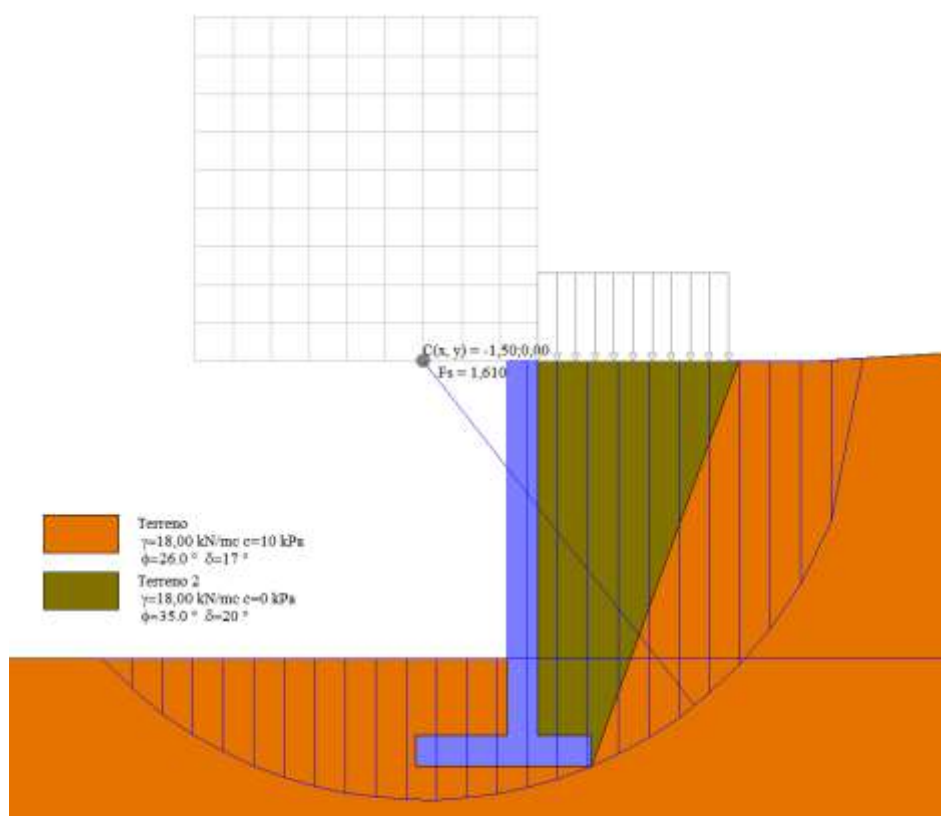
$$\frac{283.06 \text{ kNm}}{185.17 \text{ kNm}} = 1.529 \geq 1.00$$

9.4.4 Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-1,50; 0,00	5,75	1.610
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1,50; 0,50	6,21	1.962





9.4.5 Verifica a sollevamento

Simbologia adottata

As Azione stabilizzante, espressa in [kN]

Ai Azione instabilizzante, espressa in [kN]

Rp Resistenza di progetto, espressa in [kN]

FS Fattore di sicurezza a sollevamento (rapporto tra As/Ai)

lc	As	Ai	FS
	[kN]	[kN]	
19	176,26	34,74	5.074

9.4.6 Riassunto verifiche geotecniche

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 Condizione Statica	Fattori di sicurezza minimi Condizione sismica
Verifica al ribaltamento	1.454 (10) > 1.15	1.529 (12) > 1.00
Verifica allo scorrimento	1.129 (1) > 1.10	1.507 (20) > 1.00
Verifica al carico limite	1.728 (1) > 1.40	2.036 (2) > 1.20
Verifica alla stabilità globale	1.610 (7) > 1.10	1.962 (8) > 1.20
Verifica a sollevamento	5.074 (19)	

Tabella 23: Risultati delle verifiche geotecniche.

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

10 GESTIONE TERRE E ROCCE DA SCAVO

Con il termine “terra e roccia da scavo” si fa riferimento al suolo escavato derivante da attività finalizzate alla realizzazione di un’opera, tra le quali: scavi in genere, perforazioni, trivellazione, palificazione, consolidamento, opere infrastrutturali, rimozione e livellamento di opere in terra.

Le terre e rocce da scavo possono contenere anche i seguenti materiali (in misura non superiore al 20% in peso): calcestruzzo, bentonite, PVC, vetroresina, miscele cementizie e additivi per scavo meccanizzato, purché tali terre e rocce da scavo non presentino concentrazioni di inquinanti superiori i limiti di cui alle colonne A e B, Tabella 1, Allegato 5, Titolo V della Parte IV del D.Lgs. 152/06, per la specifica destinazione d’uso.

10.1 Modalità di gestione possibili

Secondo la normativa vigente, le terre e rocce da scavo rimangono rifiuti speciali (codice CER 17 05 04), la cui gestione deve avvenire ai sensi della normativa in materia di gestione rifiuti (Parte IV del D.Lgs. 152/06 e s.m.i.). Tale normativa prevede che predetto rifiuto sia correttamente smaltito mediante conferimento presso un centro autorizzato a ricevere e trattare lo specifico codice EER, a meno di:

- applicare l’art. 24 del D.P.R. n. 120/2017, ai sensi dell’art. 185, comma 1, lettera c) del D.Lgs. 152/06 e s.m.i. (suolo non contaminato riutilizzato nello stesso sito in cui è stato scavato);
- applicare l’art. 22 del D.P.R. n. 120/2017 (sottoprodotto per cantieri di grandi dimensioni non sottoposti a VIA o AIA);
- eseguire un’attività di smaltimento o di recupero rifiuti ai sensi degli artt. 214, 215 e 216 del D.Lgs. 152/06 e s.m.i. (Parte IV, capo V – procedure semplificate).

RIUTILIZZO IN SITO

Ai sensi di quanto previsto dall’ art. 185 TESTO UNICO del decreto legislativo 2 Aprile 2006 n. 152 e successive modifiche ed integrazioni,

Non rientrano nel campo di applicazione della parte quarta del presente decreto (Non è un rifiuto): il suolo non contaminato e altro materiale allo stato naturale escavato nel corso di attività di costruzione, ove sia certo che esso verrà riutilizzato a fini di costruzione allo stato naturale e nello stesso sito in cui



è stato escavato, le ceneri vulcaniche, laddove riutilizzate in sostituzione di materie prime all'interno di cicli produttivi, mediante processi o metodi che non danneggiano l'ambiente né mettono in pericolo la salute umana.

La non contaminazione deve essere verificata con riferimento alla specifica destinazione d'uso ovvero residenziale agricolo se rispettati i limiti di colonna A Tabella 1, Allegato 5, Titolo V, Parte IV del D.Lgs 152/06 e s.m.i., commerciale industriale se superati i limiti di colonna A ma rispettati i limiti di colonna B). In presenza di materiali di riporto dovranno essere eseguiti i test di cessione di cui al D.M. 5/2/1998 e s.m.i.

La gestione nello stesso sito può essere effettuata, con riferimento che la destinazione d'uso sia conforme al contenuto di inquinanti rilevato dalle analisi, ovvero residenziale agricolo se rispettati i limiti di colonna A Tabella 1, Allegato 5, Titolo V, Parte IV del D.Lgs 152/06 e s.m.i., commerciale industriale se superati i limiti di colonna A ma rispettati i limiti di colonna B).

UTILIZZO COME SOTTOPRODOTTO

Ai sensi dell'art 4 del D.P.R. 120/2017 è consentito classificare come sottoprodotto le terre e rocce da scavo a condizione che siano rispettati i seguenti punti requisiti:

- a) sono generate durante la realizzazione di un'opera, di cui costituiscono parte integrante e il cui scopo primario non è la produzione di tale materiale;
- b) il loro utilizzo è conforme alle disposizioni del piano di utilizzo di cui all'articolo 9 o della dichiarazione di cui all'articolo 21, e si realizza:
 - nel corso dell'esecuzione della stessa opera nella quale è stato generato o di un'opera diversa, per la realizzazione di rinterri, riempimenti, rimodellazioni, rilevati, miglioramenti fondiari o viari, recuperi ambientali oppure altre forme di ripristini e miglioramenti ambientali;
 - in processi produttivi, in sostituzione di materiali di cava;
- c) sono idonee ad essere utilizzate direttamente, ossia senza alcun ulteriore trattamento diverso dalla normale pratica industriale;
- d) soddisfano i requisiti di qualità ambientale espressamente previsti dal Capo II o dal Capo III o dal Capo IV del presente regolamento, per le modalità di utilizzo specifico di cui alla lettera b).
- e) deve essere certo ed autorizzato, a priori, il riutilizzo del materiale da scavare;

- f) in caso di ricollocamento in altro sito, deve essere garantita la qualità ambientale del materiale da scavare, in funzione del sito di destinazione a riutilizzo;
- g) in caso di riutilizzo nella produzione di altro materiale non deve comportare rischi per la salute e nemmeno apportare variazioni quali-quantitative delle emissioni nel ciclo di produzione
- h) non deve essere necessario sottoporre il materiale da scavare a preventivi trattamenti se non ricompresi nella "normale pratica industriale" e di cantiere. I trattamenti ammessi nella normale pratica industriale risultano essere quelli definiti all'Allegato 3 del D.P.R. n. 120/2017.

Le terre e rocce in esubero, non superanti i limiti di colonna B Tabella 1, Allegato 5, Titolo V, Parte IV del D.Lgs 152/06 e s.m.i., possono essere utilizzate in sostituzione di materiali da cava in processi produttivi. Nello specifico suddetto utilizzo è regolamentato dai dettami dell'Art. 21. Del DPR 120/2017 Dichiarazione di utilizzo per i cantieri di piccole dimensioni

1. La sussistenza delle condizioni previste dall'articolo 4, è attestata dal produttore tramite una dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà resa ai sensi dell'articolo 47 del decreto del Presidente della Repubblica 28 dicembre 2000, n. 445, con la trasmissione, anche solo in via telematica, almeno 15 giorni prima dell'inizio dei lavori di scavo, del modulo di cui all'allegato 6 al comune del luogo di produzione e all'Agenzia di protezione ambientale territorialmente competente. Nella dichiarazione il produttore indica le quantità di terre e rocce da scavo destinate all'utilizzo come sottoprodotti, l'eventuale sito di deposito intermedio, il sito di destinazione, gli estremi delle autorizzazioni per la realizzazione delle opere e i tempi previsti per l'utilizzo, che non possono comunque superare un anno dalla data di produzione delle terre e rocce da scavo, salvo il caso in cui l'opera nella quale le terre e rocce da scavo qualificate come sottoprodotti sono destinate ad essere utilizzate, preveda un termine di esecuzione superiore.

La gestione come sottoprodotti può essere effettuata mediante il dpr 120/2017, con conferimento al sito la cui destinazione d'uso sia conforme al contenuto di inquinanti rilevato dalle analisi, ovvero residenziale agricolo se rispettati i limiti di colonna A Tabella 1, Allegato 5, Titolo V, Parte IV del D.Lgs 152/06 e s.m.i., commerciale industriale se superati i limiti di colonna A ma rispettati i limiti di colonna B). Il sito ricevente deve avere la necessità di materiali per il riempimento, ovvero rimodellamenti morfologici, e deve essere in possesso di autorizzazione edilizia valida. Le procedure di conferimento



sono quelle disciplinate dal dpr 120/2017, prevedendosi le comunicazioni almeno 15 gg prima dell'inizio dei lavori di scavo sia all'arpa che ai comuni competenti territorialmente.

Se le terre e rocce presentano concentrazioni tra colonna A e colonna B della tabella 1, All. 5, Tit. V, Parte IV del D.Lgs. 152/2006 il riutilizzo in processo produttivo è possibile solo nel caso in cui il processo preveda la produzione di prodotti merceologicamente ben distinti dalle terre e rocce.

Se le terre e rocce rientrano nei limiti di cui alla Colonna A della Tabella 1 della normativa sulle bonifiche, possono essere utilizzate senza alcun vincolo particolare.

SMALTIMENTO O RECUPERO DEL RIFIUTO AI SENSI DEGLI ARTT. 214-216 DEL D.LGS. 152/2006.

Laddove le condizioni di cui ai punti precedenti non si concretizzano rimane comunque la possibilità di conferire ad impianti di smaltimento o di recupero le terre e rocce classificate come rifiuti speciali non pericolosi ai codici EER 170504.

Questi, attraverso attività di recupero (semplificate – D.M. 05/02/98 e s.m.i., artt. 214 e 216 D.Lgs. 152/06 – o ordinarie, art. 208 D.Lgs. 152/06) possono trasformarsi in prodotti e rientrare nel circuito economico.

La gestione dei materiali scavati come rifiuti comporta i seguenti adempimenti e responsabilità:

trasporto obbligatorio con mezzi autorizzati;

compilazione dei FIR ed eventualmente tenuta di Registri rifiuti;

avvio a smaltimento o recupero in impianti autorizzati;

responsabilità a carico del produttore sino al ricevimento della prova di avvenuto regolare smaltimento (FIR timbrato con peso rifiuto accettato, quarta copia).

ANALISI CHIMICHE

Il set analitico minimale prevede la ricerca di Cd, Co, Ni, Pb, Cu, Zn, Hg, C>12, Cr tot, Cr VI, Amianto.

I valori sono da confrontare con i limiti imposti dalla Tab.1 Col. A e B del D.Lgs. 152/06.

10.2 Indagini da eseguire

Al fine di caratterizzare preliminarmente l'area di intervento sono da prevedersi n. 1 indagine ambientale ex dpr 120/2017, che fornirà un'indicazione di massima rispetto alle differenti possibilità di utilizzo dei terreni di scotico ovvero rispetto alla necessità di prevedere degli oneri di scarica. A tal fine, sarà necessario eseguire sul campione prelevato un'analisi sul tal quale ed un'analisi sull'eluato.

Si riportano in Tabella 24 le coordinate dell'indagine da eseguire ed in Figura 32 la sua posizione su ortofoto.

Tabella 24: Riassunto delle indagini da eseguire (coordinate proiettate WGS 84 UTM 32).

Tipo indagine	Numero prova	Coordinata X	Coordinata Y
Ambientale	3	421227.65	4953882.43



Figura 32: Ubicazione indagine ambientale N1 - in rosso il tratto interessato da scavi.



10.3 Caratteristiche e modalità esecutive

La caratterizzazione ambientale è necessaria poiché, il semplice ricadere in colonna B della 152/2006 potrebbe modificare notevolmente gli oneri necessari per il corretto smaltimento del suolo in esubero. Per l'esecuzione delle indagini ambientali la ditta potrà utilizzare le tecniche di scavo da Lei ritenute appropriate: scavo manuale, scavo con escavatore, scavo con trivella, è necessario che gli utensili ed i macchinari eventualmente utilizzati non contaminino i campioni prelevati.

L'indagine è finalizzata esclusivamente a stabilire preliminarmente le caratteristiche delle terre e rocce da scavo, per ogni punto di campionamento è sufficiente il prelievo di un campione, a partire dalla profondità di 30 cm da p.c. per un quantitativo di 1,5 – 2 kg di materiale. Lo stesso dovrà essere conservato in contenitore inerte per il conferimento a laboratorio di analisi autorizzato.

I set analitico minimale prevede la ricerca di:

Cd, Co, Ni, Pb, Cu, Zn, Hg, C>12, Cr tot, Cr VI, Amianto.

Non è necessario prevedere approntamenti di sicurezza considerando la modesta estensione delle indagini e la temporaneità delle stesse.

Per l'accesso ai terreni dovranno essere conseguite preliminarmente le autorizzazioni dei proprietari, ovvero dei conduttori dei fondi.

Al fine di limitare i danni arrecati alle colture in vigenza si ritiene necessario un sopralluogo preliminare per definire esattamente i punti di caratterizzazione.

11 CONCLUSIONI

Nel presente elaborato, dopo un breve inquadramento topografico, geologico e geomorfologico dell'area di intervento, sono stati illustrati i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali dell'opera da realizzarsi nell'ambito del progetto denominato **"Programma regionale FESR 2021/2027, Priorità V, Azione V.5i.1 Strategie Urbane d'Area (SUA) -Aggregazione n. 3 "LANGHE". Percorso ciclabile Alba-Piobesi d'Alba. Tratto ciclabile nel Comune di Guarene."**

Dall'analisi della carta di sintesi del PRG emerge che l'area di intervento ricade in **Classe III-A1**, riferita ad *aree con presenza di esondazione e dissesto morfologico di carattere torrentizio (Ee)*.

Le Nta stabiliscono in ogni caso che *Nelle aree individuate nelle classi III sono sempre ammesse le pratiche agricole, le sistemazioni superficiali finalizzate alla rinaturalizzazione e alla costituzione e fruizione di parchi naturalistici, gli interventi di ripristino e di formazione di opere di difesa idraulica, di consolidamento dei versanti e di sistemazione ambientale.*

Analizzando la cartografia relativa al Piano Fasce Fluviali, l'area **ricade** tra quelle perimetrate dal PAI e classificate come *Aree di esondazione a pericolosità elevata (Ee)*, relative al torrente Riddone.

L'area oggetto di studio **ricade** tra quelle perimetrate ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923, n. 3267 – L.R. n. 45/89 *"Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici"*. Pertanto dovrà essere presentata istanza di autorizzazione a vincolo idrogeologico all'autorità competente di riferimento.

Le strutture in progetto sono state dimensionate e verificate mediante l'ausilio del programma di calcolo Max 18 di Aztec, facendo riferimento all'attuale normativa vigente, il D.M. 17/01/2018.

Dai risultati ottenuti tutte le verifiche effettuate su ciascun elemento risultano **SODDISFATTE**, confermando che la corretta esecuzione delle opere in progetto garantirà la sicurezza della viabilità da essa sottesa.