



Autostrada Asti-Cuneo

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE) LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE GEOTECNICHE

RILEVATI

Relazione di calcolo degli interventi di stabilizzazione delle aree in frana

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
A	05-2021	EMISSIONE	Ing.Corti	Ing.Lombardo	Ing.Sguazzo	Ing. Sguazzo	MAGGIO 2021	-
B	10-2022	Elaborati nuova emissione - INTEGRAZIONI VIA	Ing.Corti	Ing.Lombardo	Ing.Sguazzo	Ing.Sguazzo	N. Progr.	
							06.03.01	

CODIFICA	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	WBS
	P017	D	OPG RC 001	B	A33126A000
					CUP
					G31B20001080005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO DELLE AREE POTENZIALMENTE INSTABILI	5
3. CARATTERISTICHE DEGLI INTERVENTI	6
4. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PER LE DIVERSE AREE DI INTERESSE	7
4.1. AREA DI INTERVENTO 01	7
4.2. AREA DI INTERVENTO 02	8
4.3. AREA DI INTERVENTO 03	9
4.4. AREA DI INTERVENTO 04	10
4.5. AREA DI INTERVENTO 05	11
4.6. AREA DI INTERVENTO 06	13
5. INTERVENTI DI DRENAGGIO	15
5.1. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI DRENAGGIO SUPERFICIALE	15
5.2. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI DRENAGGIO SEMI-PROFONDO	15
5.3. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI DRENAGGIO SEMI-PROFONDO	16
6. OPERA DI SOSTEGNO STRUTTURALE IN AREA 02	19
6.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	19
6.1.1. Calcestruzzo	19
6.1.2. Acciaio	19
6.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	19
6.2.1. Introduzione	19
6.2.2. Stratigrafia di progetto e parametri di calcolo	20
6.2.3. Opera di sostegno	20
6.2.1. Analisi di stabilità	22
6.2.2. Falda	22
6.2.3. Caratterizzazione sismica dell'area	22
6.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	22
6.3.1. Combinazioni di carico agli Stati limite ultimi - SLU	22
6.3.2. Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE	23
6.3.3. Verifica delle opere di sostegno	23
6.4. CRITERI E CODICI DI CALCOLO	24
6.4.1. Opera di sostegno	24
6.4.2. Verifiche di stabilità globale	25

6.5.	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	26
6.5.1.	<i>Verifica dell'opera di sostegno</i>	26
6.5.2.	<i>Verifica di stabilità globale</i>	33
7.	MONITORAGGIO	36
7.1.	FINALITÀ DEL MONITORAGGIO.....	36
7.2.	MISURA DEGLI SPOSTAMENTI DEL TERRENO.....	36
7.2.1.	<i>Scopo</i>	36
7.2.2.	<i>Descrizione della strumentazione e modalità di installazione</i>	36
7.2.3.	<i>Frequenza dei rilevamenti</i>	36
7.2.4.	<i>Modalità di misura</i>	37
7.2.5.	<i>Restituzione dati</i>	37
7.3.	MISURA DELLE VARIAZIONI DI LIVELLO DELLA FALDA.....	37
7.3.1.	<i>Scopo</i>	37
7.3.2.	<i>Descrizione della strumentazione e modalità di installazione</i>	38
7.3.3.	<i>Frequenza dei rilevamenti</i>	38
7.3.4.	<i>Modalità di misura</i>	38
7.3.5.	<i>Restituzione dati</i>	38

1. INTRODUZIONE

La seguente relazione riguarda l'analisi e l'individuazione degli interventi di stabilizzazione previsti a presidio delle aree potenzialmente instabili che interferiscono con il tracciato del Collegamento autostradale Asti-Cuneo, Tronco II - Lotto 6 (Roddi-Diga ENEL), stralcio "a".

In particolare il presente documento riporta le descrizioni delle singole aree e le valutazioni che hanno portato alla definizione ed al dimensionamento degli interventi di stabilizzazione proposti.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO DELLE AREE POTENZIALMENTE INSTABILI

L'area di interesse, come anticipato nella relazione geologica, nel capitolo dedicato alla geomorfologia generale, e come meglio descritto nello Studio dedicato alle aree in frana, per la natura stessa delle rocce, marcatamente laminate o stratificate, meccanicamente fragili e facilmente alterabili dalla circolazione di acqua; per l'azione tettonica subita, che ha portato il reticolo fluviale anche effimero ad incidere con forza i versanti, spesso scalzandoli al piede; è soggetta ad una franosità endemica (Biancotti 1981). Principalmente questi fenomeni appartengono alle famiglie delle frane di scivolamento traslazionale dovute alla natura stratificata del substrato, o di colamento di suolo o detrito per via dell'acclività dei versanti e le concomitanti coltivazioni che creano forte ruscellamento delle acque superficiali e indeboliscono la struttura del suolo.

Tra le diverse aree potenzialmente instabili che sono state evidenziate in zona, sono state selezionate quelle che sono effettivamente interferenti o adiacenti con il tracciato autostradale.

Nei capitoli successivi vengono illustrate le diverse aree di intervento descrivendone le peculiarità. In particolare, facendo riferimento alla notazione indicata nello Studio dedicato alle aree in frana, saranno descritte le aree ivi individuate da 1 a 6 ed i relativi interventi di stabilizzazione.

3. CARATTERISTICHE DEGLI INTERVENTI

Come meglio dettagliato in seguito, tutte le aree potenzialmente instabili (aree interessate da frane quiescenti) sono caratterizzate morfologicamente da pendenze relativamente dolci e da spessori abbastanza ridotti (al massimo qualche metro).

Trattandosi per la maggior parte di frane quiescenti, gli interventi proposti sono mirati non tanto ad una stabilizzazione vera e propria, ma al contenimento dei fenomeni che potrebbero innescare i meccanismi di instabilità. Tale contenimento si realizza fondamentalmente con una regimazione superficiale e semi-profonda delle acque.

In un solo caso, in corrispondenza dell'area potenzialmente instabile 02 si è deciso di realizzare un'opera di sostegno vera e propria, costituita da una paratia di pali, posizionata a monte dell'area in esame, per evitare di andare a lavorare direttamente sull'area stessa dove si ha la presenza di un boschetto di pregio che si è voluto preservare.

Nel prossimo capitolo 4 è riportata la descrizione delle opere previste per ciascuna area di intervento, mentre si rimanda ai successivi capitoli 5 e 6 per i dimensionamenti degli interventi proposti.

4. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PER LE DIVERSE AREE DI INTERESSE

4.1. AREA DI INTERVENTO 01

L'area, occupata da coltivi erbacei a cereali e misti, si trova alla confluenza di alcuni impluvi, residui di antichi reticoli idrografici che attualmente possono ospitare reticoli effimeri che movimentano occasionalmente il suolo superficiale (soliflussi), laddove la pendenza del versante lo permette, in corrispondenza della porzione intermedia ed elevata del versante coperto da deposito eluvio-colluviale. Tali fenomeni si sviluppano coinvolgendo spessori modesti di suolo e con velocità ridotte, pertanto non si ritiene che il fenomeno possa avere interazioni con la strada di progetto, ubicata nella porzione pianeggiante dell'Area 01.

Tuttavia, essendo il suolo poco addensato con caratteristiche meccaniche di resistenza estremamente scadenti, costituisce di per sé una criticità di natura geotecnica.

Per affrontare tale criticità in questo tratto si prevede di realizzare un intervento di bonifica locale con sostituzione del suolo con finalità di miglioramento delle condizioni di sottofondo per garantire la stabilità del rilevato di progetto.

Il dettaglio di tali interventi è mostrato nell'elaborato 06.02.04_P017_D_OPG_PZ_003_A.

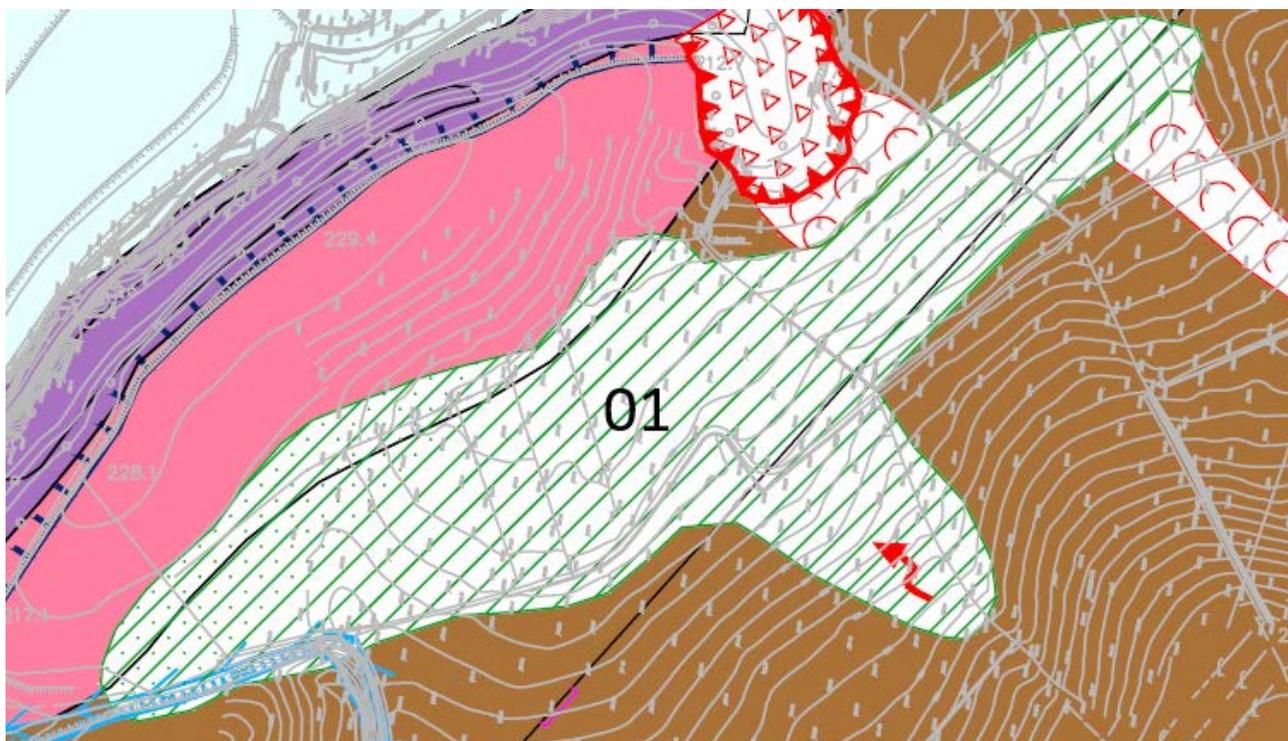


Fig. 1: Area potenzialmente instabile 01

Strettamente connessa con la stabilità della zona 01 è la rapida evoluzione e degradazione dell'Area 02; in particolare l'orlo della scarpata di degradazione, in rapido arretramento, rappresenta un fattore di attivazione del movimento di colamento che interessa i depositi eluvio-colluviali superficiali dell'Area 01. Si rimanda agli interventi descritti al punto seguente per la mitigazione di questo possibile effetto.

4.2. AREA DI INTERVENTO 02

L'area 2 è un'area dalla forma quadrangolare che si trova in un impluvio che collega la parte più elevata del territorio con la valle dove scorre attualmente il fiume Tanaro. L'area è caratterizzata da una forma geometrica riconducibile ad una fessurazione, di forma circolare, a monte dell'orlo della scarpata di degradazione. Il rilevamento ha permesso di confermare tale evidenza, rilevando un'accentuata depressione della porzione non coltivata e segnali di recente evoluzione.

Dall'analisi della morfologia del sito si è arrivati ad escludere la sola azione delle acque di ruscellamento superficiale come fattore di attivazione del processo di evoluzione del dissesto, vista la rapidità e dimensione dell'area soggetta a degradazione. Mentre si è associato tale processo di evoluzione dell'impluvio alla presenza di un orizzonte con presenza di acqua a 4,7 metri di profondità. Tale orizzonte potrebbe essere la principale causa dell'evoluzione della scarpata, oltre all'erosione per ruscellamento superficiale, con sprofondamento al piede della scarpata e rapido arretramento dell'orlo.

La zona è caratterizzata dalla presenza, nella porzione di valle, di un boschetto di pregio che si vuole tutelare e pertanto, vista anche la presenza a monte del rilevato autostradale che in questo tratto è caratterizzato da un'altezza superiore ai 5-6 m, è stato ritenuto più opportuno prevedere un'opera di presidio di tipo strutturale (una paratia di pali). Tale opera è stata preferita alla possibile alternativa che avrebbe previsto un intervento di drenaggio superficiale e semi-profondo, in quanto non prevede alcun tipo di impatto sull'area potenzialmente instabile e sulla zona boschiva, ma solo una modesta occupazione al piede del rilevato autostradale.

Si ritiene pertanto opportuno realizzare un intervento, mostrato nella successiva Fig. 2, costituito da una paratia di pali di diametro 1200 mm, ad interasse 1.5 m, di lunghezza pari a 20 m.

La paratia sarà sormontata da una trave di coronamento di dimensioni 2.0 m x 1.0 m e con uno sviluppo complessivo di 115.6 m.

Per i dettagli degli interventi si rimanda agli elaborati 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_001_B e 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_002_B.

Per quanto riguarda la strumentazione di monitoraggio prevista si rimanda al capitolo 7 ad essa dedicato.

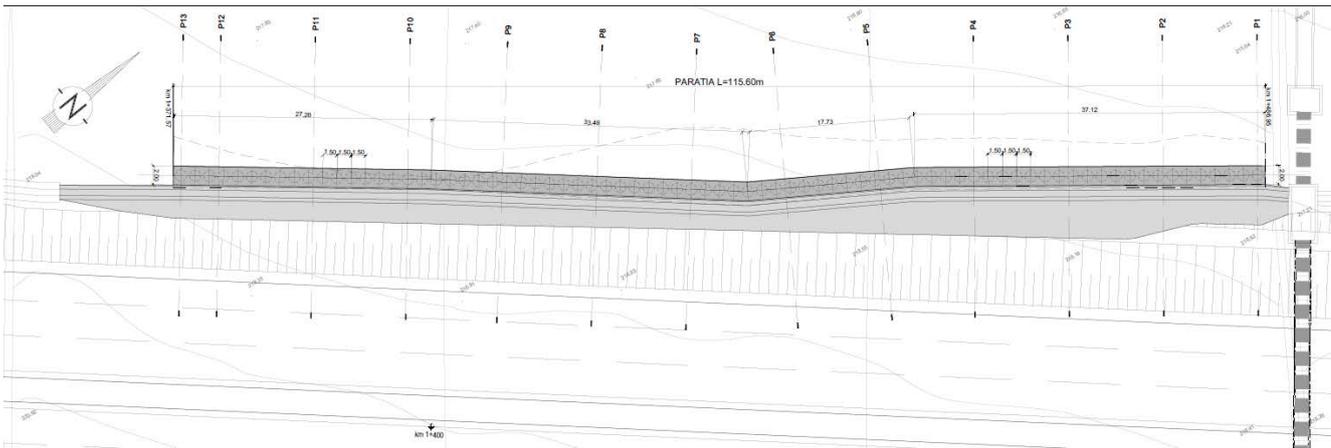


Fig. 2: Area potenzialmente instabile 02 – Interventi di stabilizzazione STB01 (paratia di pali)

4.3. AREA DI INTERVENTO 03

L'area 3 è un'area caratterizzata dalla presenza di un colamento di terra attivo all'interno di un impluvio dal fondo arrotondato.

Il materiale che converge verso l'impluvio costituisce un terreno sciolto che sotto l'effetto della saturazione e della forza di gravità tende a fluire verso il basso sotto forma di un colamento lento di fango e sabbia (*mud flow*). Il fenomeno presenta evidenze di evoluzioni recenti per cui è classificabile come un colamento lento attivo di terra in condizioni umide o bagnate.

In quest'area, come mostrato nella successiva Fig. 3, si prevede di realizzare le seguenti opere:

- Canale trapezoidale di bordo per una lunghezza complessiva di circa 730 m;
- N°2 trincee drenanti all'interno dell'area per una lunghezza complessiva di circa 580 m;
- N°2 pozzetti di raccordo tra le trincee drenanti ed il canale trapezoidale di bordo.

Per i dettagli degli interventi si rimanda agli elaborati 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_003_A e 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_004_A.

Per quanto riguarda la strumentazione di monitoraggio prevista e riportata negli elaborati grafici ed in figura, si rimanda al capitolo 7 ad essa dedicato.

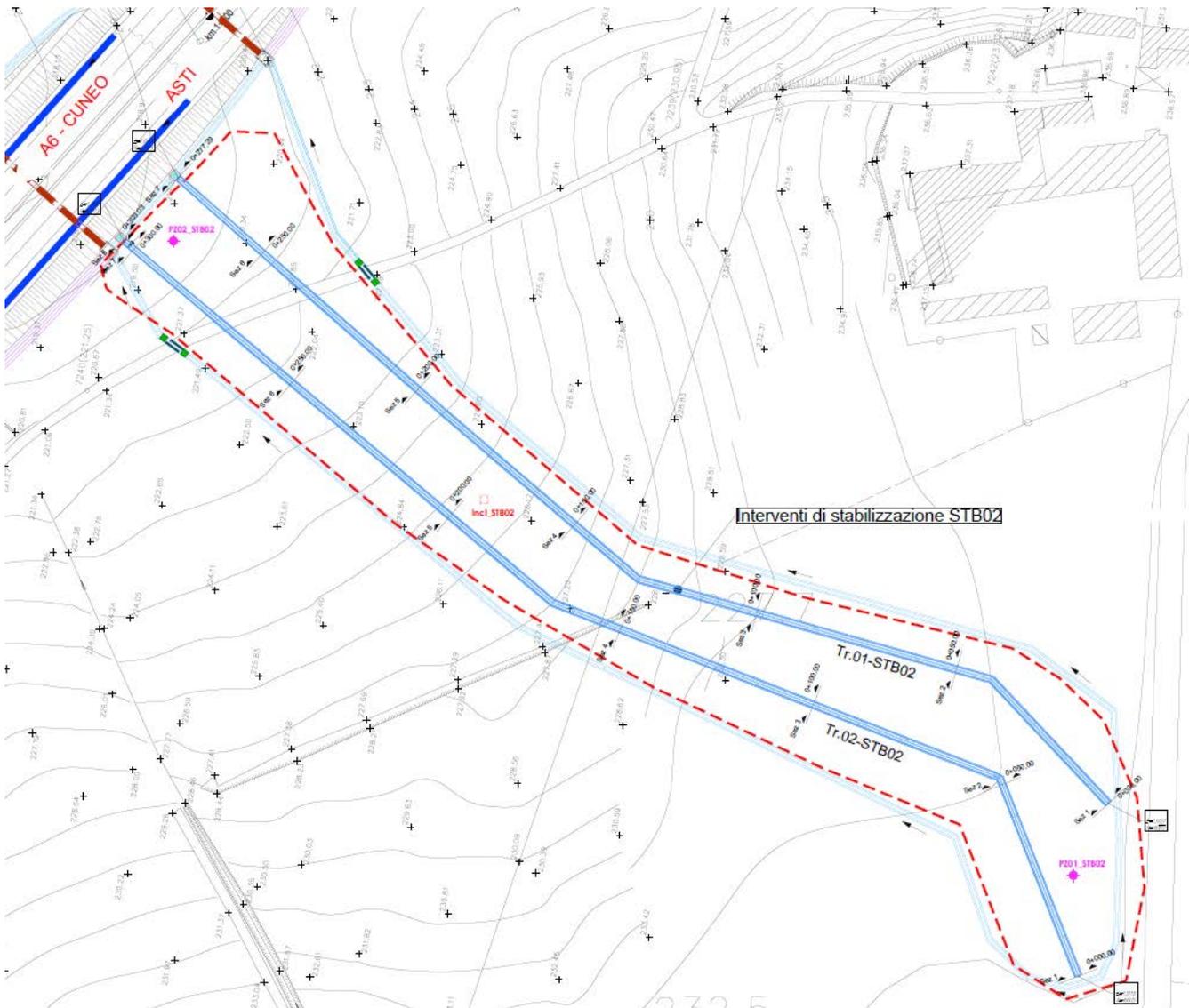


Fig. 3: Area potenzialmente instabile 03 – Interventi di stabilizzazione STB02

4.4. AREA DI INTERVENTO 04

L'area 4 è un'area caratterizzata dalla presenza di una frana di piccole dimensioni, ormai quiescente e coperta di vegetazione, che si è sviluppata in una piccola porzione di versante ad alta pendenza.

Si tratta di un fenomeno di scorrimento superficiale di materiale limoso argilloso che evolve in un colamento di terra e non vi sono evidenze di recenti evoluzioni.

In quest'area, come mostrato nella successiva Fig. 4, si prevede di realizzare le seguenti opere:

- Canale trapezoidale di bordo per una lunghezza complessiva di circa 300 m;

- N°4 trincee drenanti all'interno dell'area per una lunghezza complessiva di circa 180 m;
- N°4 pozzetti di raccordo tra le trincee drenanti ed il canale trapezoidale di bordo.

Per i dettagli degli interventi si rimanda agli elaborati 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_005_A e 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_006_A.

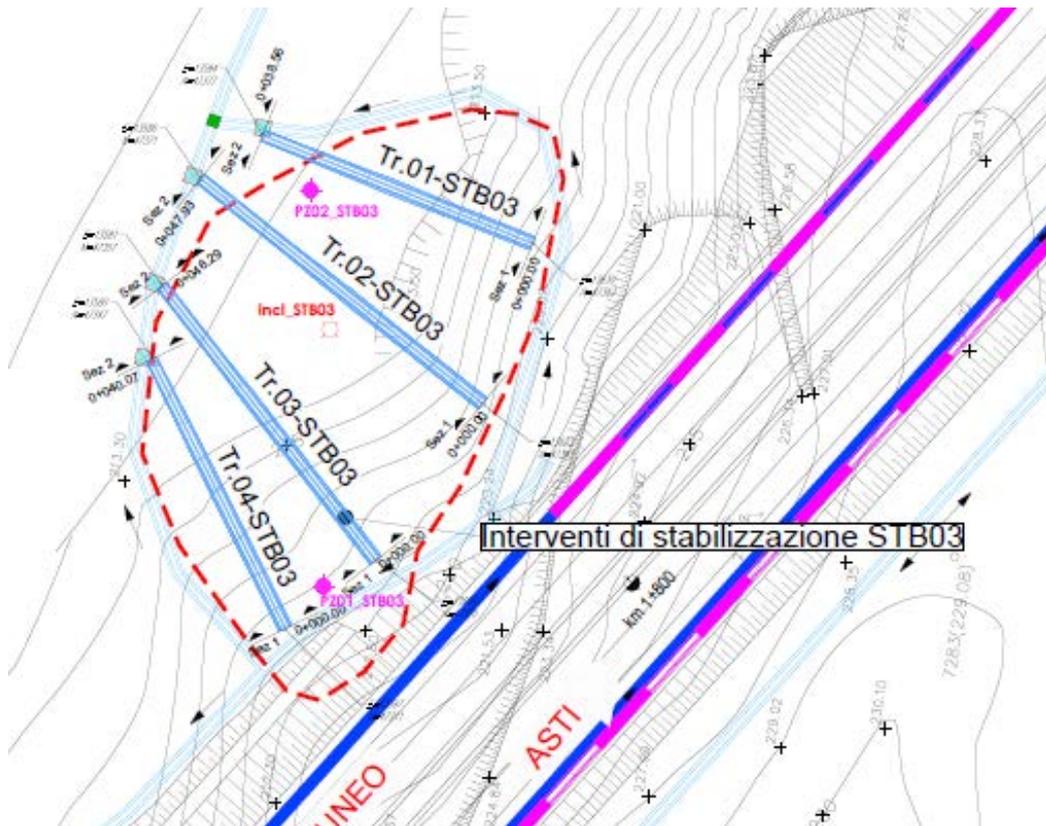


Fig. 4: Area potenzialmente instabile 04 – Interventi di stabilizzazione STB03

Per quanto riguarda la strumentazione di monitoraggio prevista e riportata negli elaborati grafici ed in figura, si rimanda al capitolo 7 ad essa dedicato.

4.5. AREA DI INTERVENTO 05

L'area 5 è un'area caratterizzata dalla presenza di una frana superficiale, quiescente, anch'essa vegetata, è ancora riconoscibile la scarpata che caratterizzava la nicchia di distacco.

L'area di instabilità 05 consiste in una frana di scorrimento priva di evidenze di recenti evoluzioni che si sviluppa con un fronte di circa 150 m e che interessa un versante aggettante sul canale di Verduno. È ben evidente la scarpata di distacco della frana, costituita da un'area acclive su terreno limoso

argilloso e che si trova immediatamente a valle della struttura di progetto in corrispondenza di un tratto in trincea. La risagomatura del pendio per la realizzazione della trincea rappresenta di per sé una condizione di miglioramento della stabilità del pendio per il quale saranno da prevedere opere di drenaggio allo scopo di allontanare le acque di ruscellamento dalla zona di coronamento.

Si è inoltre notato un processo di rapida evoluzione nella zona di coronamento dove si è rilevata la presenza di un deposito recente di materiale di distacco dalla scarpata di frana. a presenza del detrito recente porta a considerare attivo il processo di arretramento della corona, in direzione dell'opera.

Per questo agli interventi di drenaggio semi-profondo si è deciso di associare un intervento di risagomatura della scarpata.

Per quanto riguarda gli interventi di drenaggio semi profondo, vista la presenza di una zona di pregio naturalistico a valle e la volontà di limitare al massimo gli interventi sul territorio, si è valutato, in luogo delle trincee drenanti previste in altre aree potenzialmente instabili, di realizzare un sistema di dreni micro-fessurati posizionati a raggiera che, aiutati anche da una trincea drenante di monte, permettono di raccogliere le acque di falda in eccesso. I suddetti dreni saranno realizzati da monte, sfruttando la zona riprofilata a valle della sede autostradale.

In quest'area, come mostrato nella successiva Fig. 5, si prevede pertanto di realizzare le seguenti opere:

- N°1 intervento di riprofilatura della scarpata in rapida degradazione immediatamente a monte dell'area da stabilizzare.
- Canale trapezoidale di bordo per una lunghezza complessiva di circa 473 m;
- N°1 trincea drenante di monte costituita da pali in calcestruzzo alveolare di diametro 800 mm e lunghezza 7-8 m posti ad interasse 0.6 m, per uno sviluppo complessivo di circa 115 m;
- N°2 canalette di raccolta acque che convogliano l'acqua raccolta dai dreni e N. 2 pozzetti di raccordo tra le canalette ed il canale trapezoidale di bordo;

Per i dettagli degli interventi si rimanda agli elaborati 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_007_B e 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_008_B.

Per quanto riguarda la strumentazione di monitoraggio prevista e riportata negli elaborati grafici ed in figura, si rimanda al capitolo 7 ad essa dedicato.

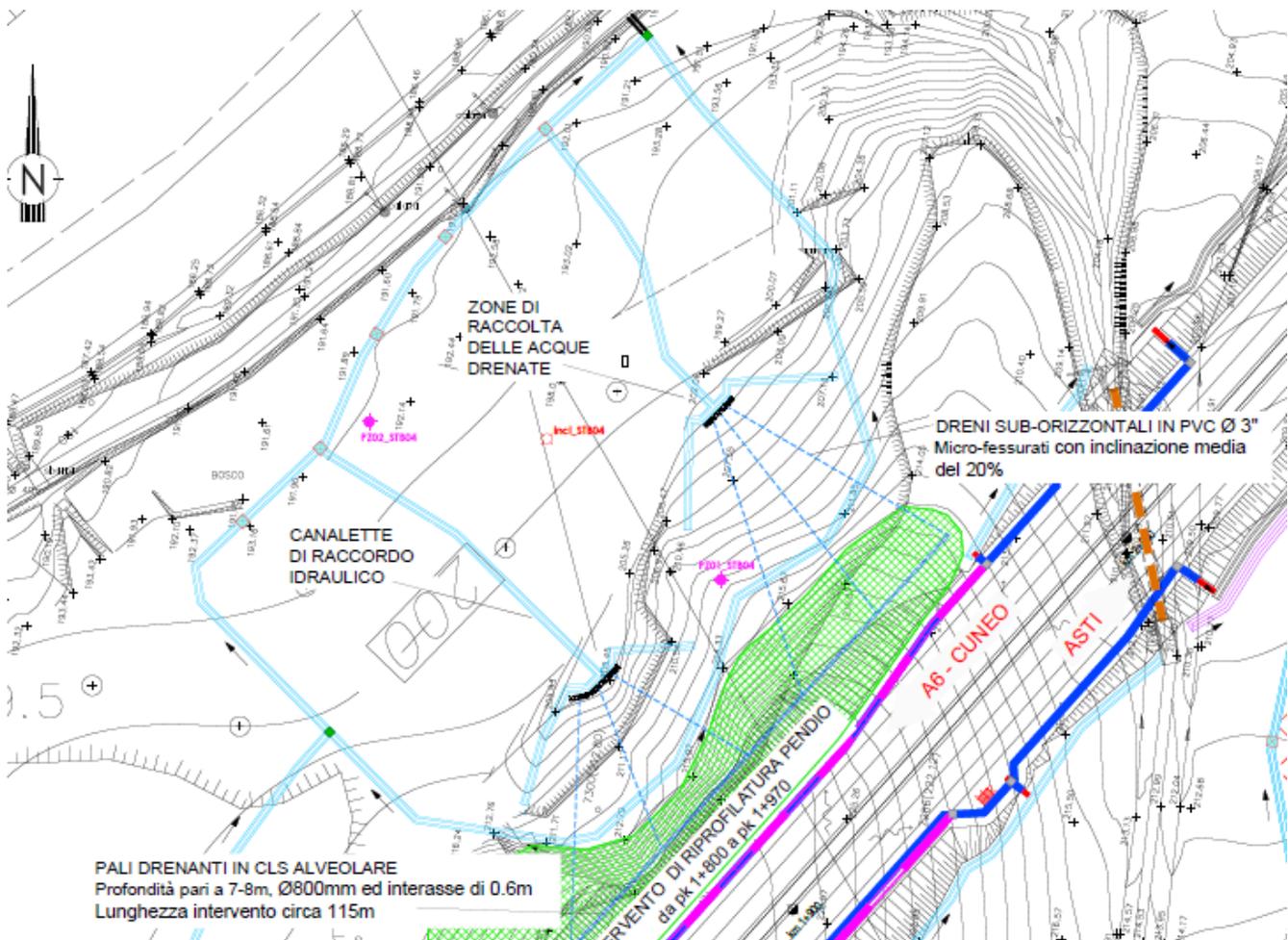


Fig. 5: Area potenzialmente instabile 05 – Interventi di stabilizzazione STB04

4.6. AREA DI INTERVENTO 06

L'area 6 è un'area caratterizzata dalla presenza di una frana superficiale, quiescente, per la quale è ben visibile la scarpata che caratterizzava la nicchia di distacco. La superficie è destinata ad uso agricolo, ciò ne ha alterato la morfologia e la rende parzialmente soggetta a fenomeni attivi di colamento.

In quest'area, come mostrato nella successiva Fig. 6, si prevede di realizzare le seguenti opere:

- Canale trapezoidale di bordo per una lunghezza complessiva di circa 750 m;
- N°8 trincee drenanti all'interno dell'area per una lunghezza complessiva di circa 1120 m;
- N°8 pozzetti di raccordo tra le trincee drenanti ed il canale trapezoidale di bordo.

Per i dettagli degli interventi si rimanda agli elaborati 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_009_A, 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_010_A e 06.03.02_P017_D_OPG_PZ_011_A.

Per quanto riguarda la strumentazione di monitoraggio prevista e riportata negli elaborati grafici ed in figura, si rimanda al capitolo 7 ad essa dedicato.

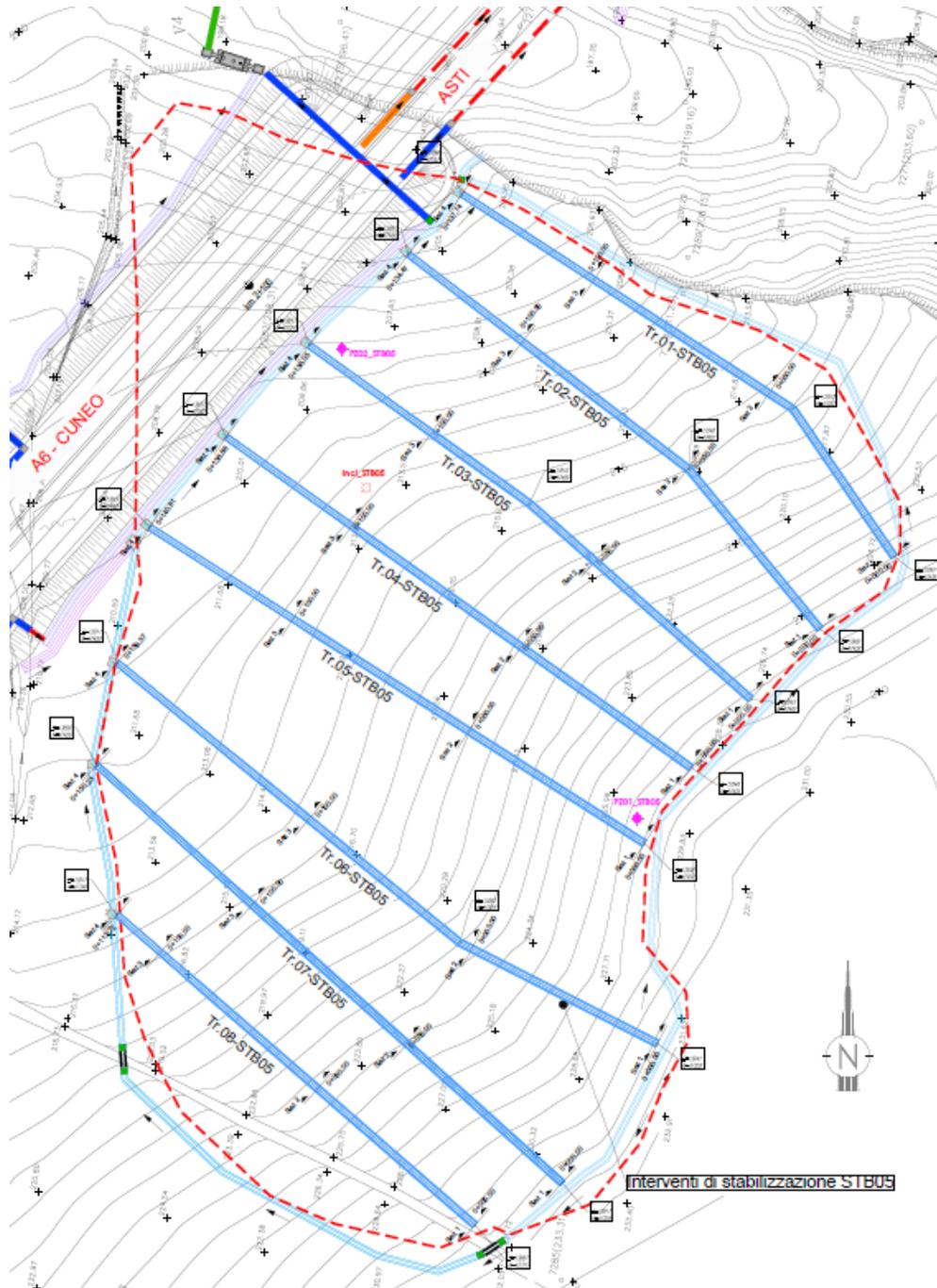


Fig. 6: Area potenzialmente instabile 06 – Interventi di stabilizzazione STB05

5. INTERVENTI DI DRENAGGIO

5.1. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI DRENAGGIO SUPERFICIALE

Per quanto riguarda il drenaggio superficiale si prevede di realizzare un canale trapezoidale che corra lungo tutto il perimetro delle aree potenzialmente instabili raccogliendo l'acqua che ruscella superficialmente sia da monte che all'interno dell'area stessa.

Tale canale, una volta raccolte le acque superficiali le recapiterà, a gravità, nella linea di drenaggio generale delle acque superficiali già prevista in progetto.

Il canale ha forma trapezoidale con base minore pari a 0.7m e base maggiore pari a 1.5m. La profondità del canale è di 0.7m.

Nei punti di raccordo saranno posizionati dei pozzetti di dimensione interna 2.0x2.0.

5.2. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI DRENAGGIO SEMI-PROFONDO

Per quanto riguarda il drenaggio semi-profondo si prevede di realizzare una serie di trincee drenanti all'interno dell'area potenzialmente instabile, posizionate lungo le linee di massima pendenza.

Il sistema di trincee permette di controllare il livello di falda all'interno dell'area, impedendo alle acque di falda di saturare completamente il terreno sino a piano campagna, anche in corrispondenza degli eventi piovosi. Il drenaggio efficace dei primi 2m di terreno così realizzato, riduce drasticamente la possibilità di innesco di meccanismi franosi.

Le trincee drenanti hanno le seguenti caratteristiche:

- Profondità nella sezione corrente 2.5 m, forma trapezoidale con base minore 1.1 m e base maggiore 2.15 m;
- La profondità della canaletta diminuirà gradualmente spostandosi verso valle, in modo da permettere, una volta giunti in prossimità del recapito nel canale trapezoidale, l'attacco al pozzetto di collegamento, in corrispondenza del quale la trincea avrà profondità pari a 0.5m;
- Le trincee saranno rivestite con tessuto-non-tessuto di separazione, al cui interno sarà posizionato un tubo fessurato di diametro 250mm e riempimento in materiale granulare selezionato. La parte finale del riempimento, 1.0 m, sarà eseguita con terreno da coltivo, così da ripristinare in superficie le condizioni del terreno circostante;
- Le trincee saranno realizzate lungo le linee di massima pendenza ad un interasse di circa 20m l'una dall'altra.

Gli interventi di drenaggio sopra descritti dovranno essere corredati da un adeguato sistema di monitoraggio che comprende sia piezometri che inclinometri, da installarsi prima dell'inizio dei lavori in modo da permettere un controllo continuo e puntuale sia durante che dopo l'esecuzione dei drenaggi, dei livelli di falda e degli eventuali movimenti franosi che si dovessero instaurare.

Le modalità di esecuzione delle trincee dipendono dalla profondità e dalla situazione litologica e idrogeologica locale. Lo scavo deve essere eseguito per piccoli tratti da valle verso monte, in modo da esercitare una funzione drenante già in fase di costruzione. Lo scavo sarà eseguito con ragno o con escavatore cingolato.

5.3. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI DRENAGGIO SEMI-PROFONDO

Come anticipato il drenaggio semi-profondo sarà costituito da una serie di trincee drenanti all'interno dell'area potenzialmente instabile, posizionate lungo le linee di massima pendenza.

Il sistema di trincee permette di controllare il livello di falda all'interno dell'area, impedendo alle acque di falda di saturare completamente il terreno sino a piano campagna, anche in corrispondenza degli eventi piovosi. Il drenaggio così costituito, efficace dei primi 2m di terreno, riduce drasticamente la possibilità di innesco di meccanismi franosi.

Il dimensionamento dell'intervento, in termini di profondità è stato fatto per mezzo di considerazioni sullo spessore del materiale potenzialmente instabile, che dovrebbe essere limitato ai primi 1-2m.

Per quanto riguarda invece l'interasse tra le trincee, è stata fatta una verifica per mezzo di un'analisi effettuata con il codice SEEPW, che ha dato i seguenti risultati.

Ipotizzando, conservativamente, un livello di falda indisturbata posizionato a 0.5 m da piano campagna, si è visto l'effetto della presenza delle trincee drenanti, posizionate ad un interasse di 20 m una dall'altra, in due configurazioni:

- A regime in condizioni stazionarie
- In corrispondenza di un evento piovoso intenso (60 minuti di pioggia con un rate di 0.5mm/min e adottando un coefficiente di infiltrazione pari a 0.7)

I risultati ottenuti nelle due configurazioni sono rispettivamente mostrati nelle seguenti Fig. 8 e Fig. 9, mentre nella Fig. 7 è riportata la condizione iniziale ante-operam senza le trincee drenanti.

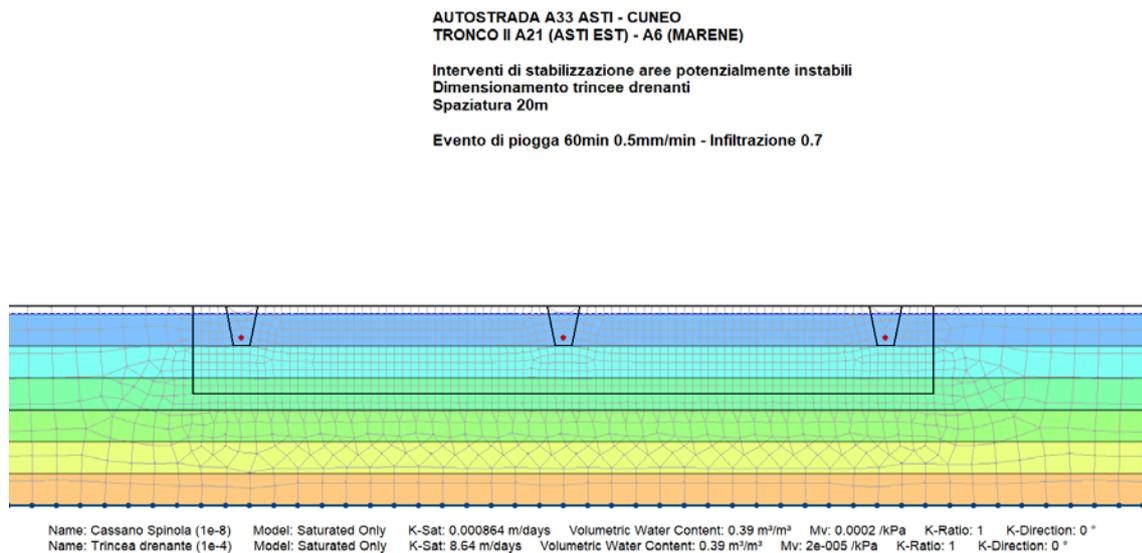


Fig. 7: Trincee drenanti – SEEPW condizioni Ante-operam

AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO
TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)

Interventi di stabilizzazione aree potenzialmente instabili
Dimensionamento trincee drenanti
Spaziatura 20m

Evento di pioggia 60min 0.5mm/min - Infiltrazione 0.7

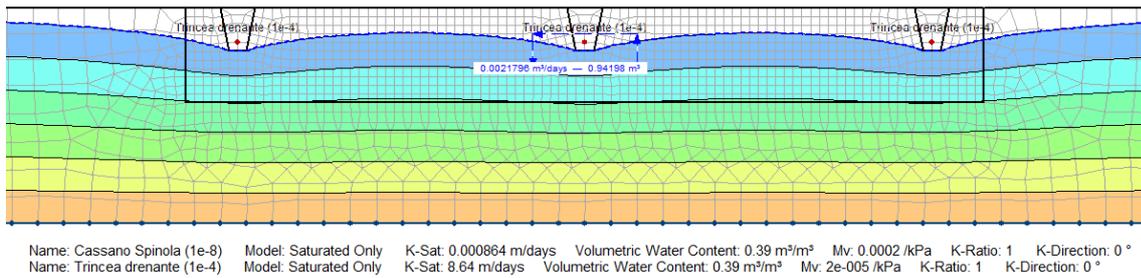


Fig. 8: Trincee drenanti – SEEPW stazionario

AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO
TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)

Interventi di stabilizzazione aree potenzialmente instabili
Dimensionamento trincee drenanti
Spaziatura 20m

Evento di pioggia 60min 0.5mm/min - Infiltrazione 0.7

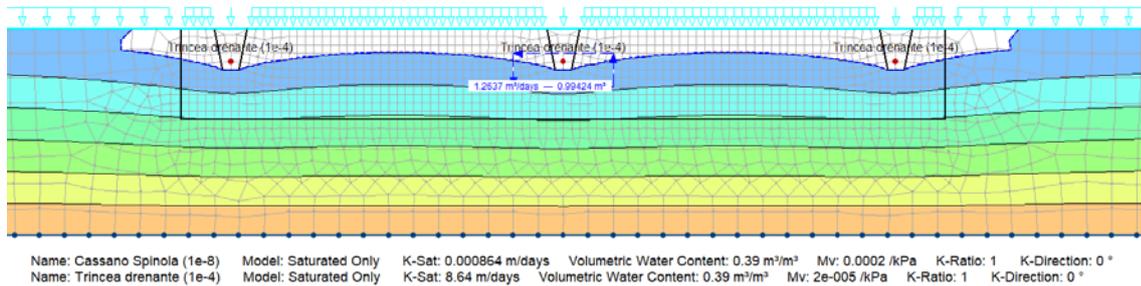


Fig. 9: Trincee drenanti – SEEPW evento piovoso intenso

Dall'analisi dei risultati si evince che la presenza delle trincee drenanti, nella configurazione di progetto per profondità e spaziatura, garantiscono un adeguato drenaggio alle aree potenzialmente instabili, abbassando costantemente la falda a circa 1.5m da p.c., e aumentandone quindi le condizioni di sicurezza nei confronti della stabilità. Si nota infatti come, nelle zone esterne all'area trattata dove non vi sono le trincee drenanti, il livello di falda durante l'evento piovoso intenso aumenti fino a saturare completamente il terreno.

I risultati delle verifiche sopra riportate confermano quanto riportato anche nell'elaborato Studio Idrogeologico (doc. 02.01.10_P017_D_GEO_SD_003_A) in base al quale:

- gli eventi sia ordinari che eccezionali generano degli innalzamenti localizzati che si generano in corrispondenza dell'evento e che si normalizzano nel giro di qualche giorno o al massimo qualche settimana anche nel caso dell'evento eccezionale;
- in corrispondenza degli eventi eccezionali, oltre agli innalzamenti localizzati della falda, si nota anche la formazione di falde sospese, con zone che si saturano sopra falda, in corrispondenza di terreni a permeabilità relativamente più basse. Tali situazioni si risolvono nel giro di pochi giorni. Questo tipo di fenomeno è ragionevolmente la causa di instabilizzazioni locali, laddove materiale con caratteristiche di resistenza già abbastanza basse si satura completamente generando meccanismi di rottura.

Gli interventi qui proposti hanno la funzione di evitare gli innalzamenti localizzati evidenziati dalle analisi con il modello numerico di flusso e riscontrabili anche in campo.

6. OPERA DI SOSTEGNO STRUTTURALE IN AREA 02

6.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in oggetto si prevede di utilizzare i materiali descritti dalle proprietà di seguito elencate. Ove necessario, nelle verifiche di calcolo si farà perciò riferimento ai valori caratteristici qui riportati.

6.1.1. Calcestruzzo

Calcestruzzo per magrone

- Classe di resistenza: C12/15
- Classe di esposizione per superfici interne: X0

Calcestruzzo per pali e cordolo di coronamento

- Classe di resistenza: C30/37
- Resistenza caratt. cubica a compressione: $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratt. cilindrica a compressione: $f_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione: $f_{cm} = 38.71 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_{cm} = 33019 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 17.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 2.94 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 2.06 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = 1.37 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: XC2+XA2

Di seguito sono riportati i valori del copriferro da adottare in fase progettuale:

- Per pali: $c = 70 \text{ mm}$
- Per cordolo in c.a.: $c = 45 \text{ mm}$

6.1.2. Acciaio

- Tipo: B450C
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

6.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.2.1. Introduzione

Nel tratto in trincea, fino alle profondità di interesse per gli interventi e le opere qui in oggetto, la successione stratigrafica è essenzialmente costituita da due litotipi: la formazione di Cassano-Spinola (CCS), caratterizzata da materiali sabbioso-ghiaiosi in matrice limosa, e la formazione gessosa (GES), che è caratterizzata da limi argillosi ed argille marnose con intercalazioni di gesso e che, a profondità maggiori di 25 m, assume generalmente la consistenza di una roccia tenera.

La formazione CCS presenta caratteristiche meccaniche e di resistenza scadenti negli strati più superficiali, così che nei periodi stagionali in cui la soggiacenza della falda è prossima al piano

campagna si possono manifestare dissesti determinati da lenti scorrimenti di strati presumibilmente dell'ordine di 2÷3 m di spessore. Con l'aumentare della profondità, la formazione migliora le proprietà meccaniche, alternandosi in certi casi con la formazione gessosa più fine.

In linea generale, per i due litotipi descritti i valori caratteristici dei parametri da introdurre nei calcoli sono basati sulla caratterizzazione presentata nella Relazione geotecnica di progetto.

D'altro canto, come espressamente previsto dalle Norme (punto C.6.2.2.4 della Circolare esplicativa), l'identificazione dei parametri geotecnici più appropriati non può prescindere dal riferimento alle verifiche da effettuare. Pertanto, all'interno dei campi di variazione dei parametri individuati in sede di caratterizzazione, nel calcolo degli SLU relativi ai meccanismi di rottura locale si terrà conto del possibile disturbo indotto localmente agli strati di terreno interessati dall'esecuzione delle paratie. Nel calcolo degli SLU relativi a instabilità globale, in cui il volume di terreno coinvolto è molto più ampio (fino ad interessare la scala di versante), si farà riferimento a valori medi, individuati, come meglio descritto più avanti, anche in considerazione delle attuali condizioni di stabilità dei versanti nell'area.

In particolare visto che l'area in esame (02) è stata individuata come potenzialmente instabile, nel dimensionamento dell'opera di sostegno si è considerato uno scenario post franamento in cui, a causa della risalita del livello di falda e della connessa bassa resistenza degli strati più superficiali, sia avvenuto il distacco di un cuneo di terreno a valle.

6.2.2. Stratigrafia di progetto e parametri di calcolo

6.2.3. Opera di sostegno

La stratigrafia di progetto è sostanzialmente costituita da unità geotecniche di qualità crescente con la profondità e caratterizzate dai valori dei parametri geotecnici di seguito riportati, desunti dalla Relazione geotecnica generale, e come anche definiti nell'elaborato 06.01.01_P017_D_OPG_RC_001_A relativo al dimensionamento delle opere di sostegno delle trincee, a cui si rimanda per maggiori dettagli.

I suddetti parametri caratteristici, assegnati ai materiali in sito nelle verifiche di stabilità per l'opera in esame, tengono quindi conto sia dei risultati della caratterizzazione sia di quelli delle valutazioni sulla stabilità nelle condizioni attuali. In particolare è stata svolta una back analysis delle condizioni attuali, descritta nel seguito, per definire i parametri geotecnici da assegnare alla porzione di Unità 1a superficiale soggetta a scorrimento.

La successione stratigrafica e gli spessori degli strati in corrispondenza di ciascuna paratia sono ricavati dagli elaborati di geologia e dall'analisi dei sondaggi disponibili. Per facilità di lettura si riportano di seguito gli spessori indicativi e le caratteristiche di ciascuno strato. Si tenga però presente che soprattutto gli spessori sono molto variabili sia lungo il profilo dell'autostrada, sia lungo ciascuna sezione.

- Unità 1a (CCS, strati superficiali):
 - Profondità: 0÷5 m dal p.c.
 - Peso unità di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno: $\varphi' = 21^\circ$
 - Coesione drenata: $c' = 0 \text{ kPa}$
 - Modulo elastico operativo: $E = 7 \text{ MPa}$
- Unità 1a_db (CCS, strati superficiali, porzioni soggette a scorrimento):
 - Profondità: 0÷5 m dal p.c.
 - Peso unità di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

- Angolo di attrito interno: $\varphi' = 10.5^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 0 \text{ kPa}$
- Modulo elastico operativo: $E = 3 \text{ MPa}$
- Unità 1b (CCS, strati profondi):
 - Profondità: $>5 \text{ m dal p.c.}$
 - Peso unità di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno: $\varphi' = 21^\circ$
 - Coesione drenata: $c' = 5 \text{ kPa}$
 - Modulo elastico operativo: $E = 15 \text{ MPa}$
- Unità 2 (GES 2, strati superiori della formazione gessosa):
 - Profondità: $6\div 40 \text{ m dal p.c.}$
 - Peso unità di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno: $\varphi' = 21^\circ$
 - Coesione drenata: $c' = 10 \text{ kPa}$
 - Modulo elastico operativo: $E = 30 \text{ Mpa}$
- Unità 3 (GES 1, strati inferiori della formazione gessosa)::
 - Profondità: $25\div 50 \text{ m dal p.c.}$
 - Peso unità di volume: $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno: $\varphi' = 21^\circ$
 - Coesione drenata: $c' = 20 \text{ kPa}$
 - Modulo elastico operativo: $E = 60 \text{ MPa}$

La back analysis delle condizioni attuali svolta per definire i parametri geotecnici da assegnare alla porzione di Unità 1a superficiale soggetta a scorrimento ha utilizzato i parametri inseriti nella successiva Tabella 1.

Tabella 1 Parametri geotecnici e relativi valori caratteristici per le analisi di stabilità globale delle trincee

STRATO	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio			Coesione efficace		
	g_d	f'_k	$f'_{d M1}$	$f'_{d M2}$	c'_k	$c'_{d M1}$	$c'_{d M2}$
	[kN/m ³]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
CCS1a-db	19	10.5(*)	10.5(*)	9.6(*)	0(*)	0(*)	0(*)
CCS1b	19	21	21	17.1	0 5(**)	0 5(**)	0 4(**)
GES2	19	21	21	17.1	10	10	8
GES1	21	21	21	17.1	20	20	16

* valori relative alla zona 02 ricavati da analisi a ritroso (vedi par. 6.5.2)
 ** valori relativi alla porzione più profonda dello strato

6.2.1. Analisi di stabilità

Per le analisi di stabilità si sono adottati i parametri geotecnici definiti in Tabella 1.

Nelle analisi di stabilità globale, le verifiche geotecniche di stabilità globale in campo statico richiedono l'adozione della sola Combinazione 2 dell'Approccio 1 e pertanto l'applicazione dei soli coefficienti parziali M2, mentre per le verifiche in campo sismico sono richiesti i parametri caratteristici.

6.2.2. Falda

La falda di progetto è stata assunta nei calcoli per le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni statiche in prossimità del piano campagna. Tale assunzione è basata sui risultati del monitoraggio piezometrico attuale e storico, che evidenziano escursioni di falda anche di 8÷10m, a dimostrazione del fatto che la bassa permeabilità dei materiali che formano le unità geotecniche ne determina la rapida saturazione in occasione degli eventi piovosi di una certa entità. Per le verifiche in condizioni sismiche la falda di progetto viene invece considerata come rappresentata sui profili e le sezioni geotecniche. I dettagli sono poi mostrati nelle figure relative ai risultati dei vari calcoli esposti ai paragrafi successivi.

6.2.3. Caratterizzazione sismica dell'area

Alle opere in oggetto, come indicato nella "Relazione Sismica" di progetto (elaborato P017_D_STU_SMC00_RH_001_A), si assegna:

- vita nominale $V_N = 100$ anni
- classe d'uso IV

Da tali attribuzioni derivano i parametri seguenti:

- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 200$ anni
- periodo di ritorno $T_R = 1898$ anni

In accordo al par. 7.11.6.3.2 delle NTC2018, ai fini della presente relazione le analisi in condizioni sismiche sono effettuate prendendo in considerazione lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

- categoria di suolo C ;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1.500$;
- coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1.000$;
- accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie orizzontale: $a_g/g = 0.076$.

Per maggiori dettagli sulla definizione dell'azione sismica si rimanda alla "Relazione Sismica" sopra citata.

6.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

6.3.1. Combinazioni di carico agli Stati limite ultimi - SLU

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione:

$$E_d = \gamma_E \cdot E[F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = 1/\gamma_R \cdot R[\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$$

Gli effetti delle azioni e della resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto $E_d = E_k \gamma_E$, dei parametri di progetto X_k / γ_M e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione della resistenza compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza.

6.3.2. Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE

Le opere ed i sistemi geotecnici devono essere verificati anche nei confronti degli stati limite di esercizio. Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Nello specifico le analisi dovranno valutare gli spostamenti dell'opera per consentire di verificarne la compatibilità con la funzionalità attesa per l'opera stessa.

6.3.3. Verifica delle opere di sostegno

Ai sensi delle NTC2018, il progetto e la verifica delle paratie in oggetto richiede la verifica dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido)
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno
- SLU di tipo strutturale (STR):
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

La stabilità globale del complesso opera – terreno deve essere verificata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, prendendo in conto i valori dei coefficienti parziali di sicurezza riportati alle tabelle seguenti. Le altre verifiche sono effettuate secondo l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti:

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

ponendo pari all'unità i coefficienti relativi al set R1.

Tabella 2 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

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

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

Tabella 3 Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

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

Tabella 4 Coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Poiché le paratie in progetto costituiscono opere definitive, devono essere dimensionate anche nei confronti degli effetti provocati dal sisma. Le verifiche degli stati limite in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto (par. 7.11.1 delle NTC).

Sarà quindi $\gamma_R = 1$ tranne che per la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno, in cui si dovrà considerare $\gamma_R = 1,2$ (par. 7.11.6.3.2 e 7.11.4 delle NTC2018).

6.4. CRITERI E CODICI DI CALCOLO

6.4.1. Opera di sostegno

Per ogni struttura, le verifiche di sicurezza nelle varie fasi di realizzazione sono effettuate attraverso analisi di interazione, mediante l'ausilio del programma Paratie Plus 2014.1 sviluppato dalla CeAS S.r.l..

All'interno del codice, l'interazione tra paratia e terreno schematizza:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è descritto dalla rigidità flessionale EJ;
- il terreno come una serie di molle elasto - plastiche connesse ai nodi della paratia.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia viene valutata in ciascuna fase attraverso un'analisi statica incrementale, in cui ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una data quota di scavo e da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché la legge costitutiva adottata per le molle è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto – plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno. I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata e calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \sin \varphi'$;
- i coefficienti di spinta attiva K_a e passiva K_p , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb (1776) e di

Caquot e Kerisel (1948), tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a $1/3 \div 2/3$ dell'angolo di attrito del terreno stesso;

- i parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo operativo (E_{op}) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarica. In particolare, il modulo in compressione vergine è stato assunto pari al limite inferiore dell'intervallo di caratterizzazione (vedi moduli dichiarati al paragrafo 6.2.2), mentre il modulo in scarico-ricarico è assunto pari a 3 volte il valore del modulo in compressione vergine.

Nel programma viene introdotta una funzione di plasticità dipendente dalle componenti di sforzo verticale ed orizzontale, che definisce i confini della regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato tensionale in cui l'elemento di terreno si trova, questo reagisce con caratteristiche di rigidità differenti. Sono possibili tre situazioni:

- fase elastica (identificata con la sigla UL-RL, Unloading-Reloading): corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati. L'elemento si comporta elasticamente;
- fase incrudente (identificata dalla sigla V – C, Virgin Compression): l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai sperimentati precedentemente;
- collasso (identificato attraverso la parola "Active" o "Passive"): il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo possibili in base alla resistenza del materiale. Questa fase corrisponde a quella che solitamente viene chiamata condizione di "spinta attiva" o di "resistenza passiva".

Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera

La verifica al collasso per qualunque meccanismo di moto rigido è automaticamente soddisfatta se l'analisi di interazione terreno struttura, condotta mediante il programma di calcolo descritto al paragrafo precedente, converge.

Stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Le verifiche di stabilità globale dell'insieme opera di sostegno – terreno sono effettuate con la metodologia descritta al par. 6.2.1.

Verifica strutturale della paratia

Si valuterà l'incidenza dell'armatura necessaria a verificare gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza strutturale.

6.4.2. Verifiche di stabilità globale

Le analisi di stabilità globale delle paratie sono eseguite con il metodo cosiddetto "dell'equilibrio limite", che consiste nell'ipotizzare diverse possibili superfici di scorrimento che coinvolgono uno o più materiali e nell'analizzare, per ciascuna di esse, l'equilibrio allo scorrimento del volume soprastante, considerato come se fosse un corpo rigido.

I vari metodi di calcolo all'equilibrio limite riportati in letteratura si basano tutti sulle ipotesi seguenti:

- il coefficiente di sicurezza è definito come rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato lungo un'ipotetica superficie di scorrimento;
- la rottura avviene per il raggiungimento, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento, della resistenza limite;
- il coefficiente di sicurezza FS è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.

Il coefficiente di sicurezza FS, in un'analisi con i valori dei carichi e dei parametri del terreno opportunamente fattorizzati, corrisponde al coefficiente parziale sulla resistenza del sistema geotecnico previsto dalle NTC2018 ($\gamma_R = 1,1$, Tabella 4).

In campo sismico, l'analisi è eseguita con metodo pseudo statico, in cui le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente all'azione dinamica del sisma sono espresse come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti dalle espressioni (par. 7.11.3.5.2 delle NTC2018):

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

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

L'accelerazione massima di progetto è:

$$a_{max} = 0.114g \text{ (Cap. 6.2.3).}$$

mentre il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s ha valore di 0,38 (Par. 7.11.4 delle NTC2018).

Pertanto, per questo tipo di verifiche, in accordo alle espressioni sopra riportate, si ottengono i coefficienti per la verifica di fronti di scavo e rilevati riportati in Tabella 5.

Tabella 5: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche dei fronti di scavo e rilevati

STATO LIMITE	T_R	k_h	k_v
	[anni]	[g]	[g]
SLV	1898	0.044	± 0.022

Le verifiche si eseguono ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$ (Par. 7.11.4 delle NTC2018).

I calcoli sono stati svolti in condizioni di deformazione piana mediante il programma Slope/W, sviluppato da GeoStudio. Fra i metodi di calcolo disponibili in letteratura ed implementati all'interno del software, è stato utilizzato il metodo di Morgenstern e Price (1965), che soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di rottura di forma qualsiasi.

6.5. VERIFICHE DI SICUREZZA

6.5.1. Verifica dell'opera di sostegno

Le verifiche di stati limite ultimi geotecnici ed il calcolo delle sollecitazioni di progetto sono stati effettuati con il programma di calcolo descritto al par. 6.4.1. Nella Figura 1 è mostrato il modello di calcolo, riferito alla configurazione di progetto in condizioni statiche, considerando l'innalzamento della falda ed il conseguente detensionamento (caso limite del distacco) del cuneo di terreno a valle dell'opera.

Anche per le condizioni sismiche si considera il possibile innalzamento temporaneo della falda e successivo detensionamento.

I risultati sono mostrati nelle figure da Figura 2 a Figura 8, in termini sia di spostamenti (per verifiche SLE) che di sollecitazioni interne per verifiche SLU.

Le azioni interne vengono mostrate considerando i massimi che si sviluppano durante a valle del potenziale distacco. Gli spostamenti stimati sono dell'ordine di 1-2 mm a testa paratia, che si considerano ampiamente accettabili anche per la presenza del rilevato autostradale a monte della paratia.

In Figura 9 e Figura 10 sono invece mostrate le verifiche sulla resistenza del terreno al piede della paratia, le quali risultano soddisfatte.

I massimi valori in termini di sollecitazioni di progetto sono riepilogati nella seguente Tabella 6 per il singolo palo.

Tabella 6 Paratia 1, sollecitazioni massime di progetto sul singolo palo

Combinazione	Momento (kN/m)	Taglio (kN)
SLU A2+M2	29	16.2

Per la verifica di resistenza della sezione si ipotizza un'armatura formata da n 34 barre $\phi 26$ mm ($A_s/A_c = 1,02\% > 0,25\%$, armatura minima secondo EN 1536 per pali di area $A_c > 1$ m³).

L'incidenza della gabbia di armatura, comprensiva di spirale e di anelli di irrigidimento, è stimata in 100 kg/m³.

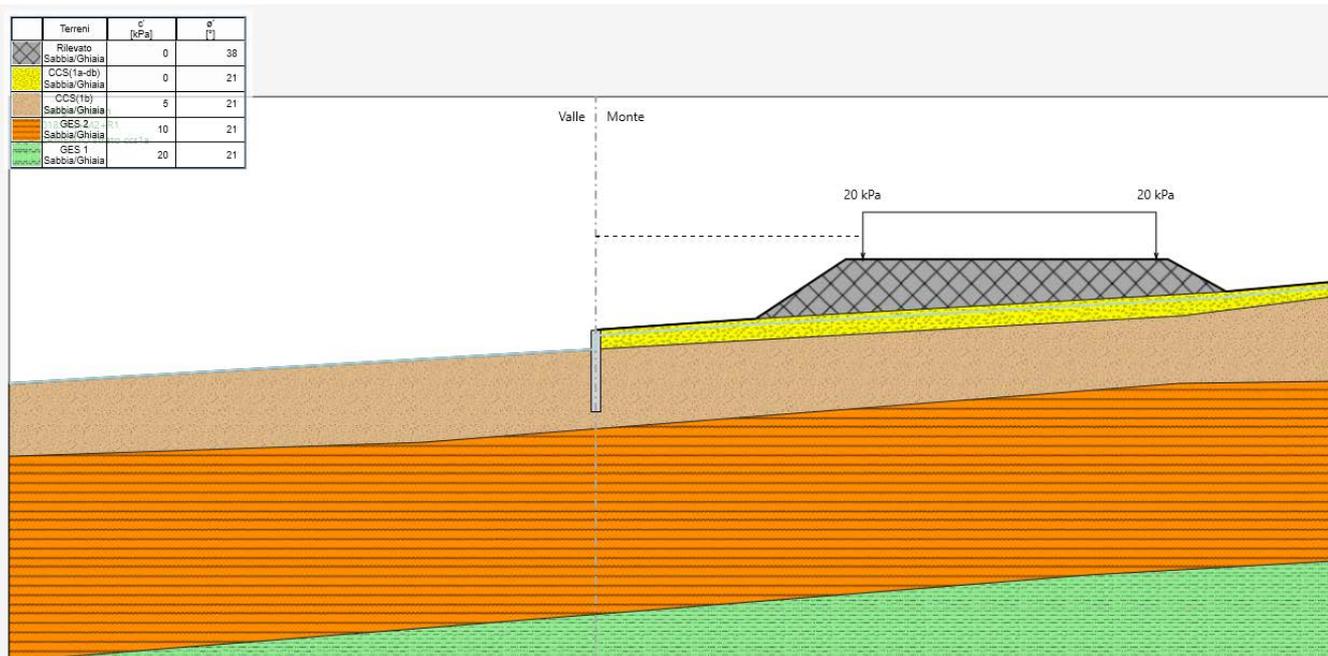


Figura 1: Paratia 1, modello di calcolo nella configurazione di verifica

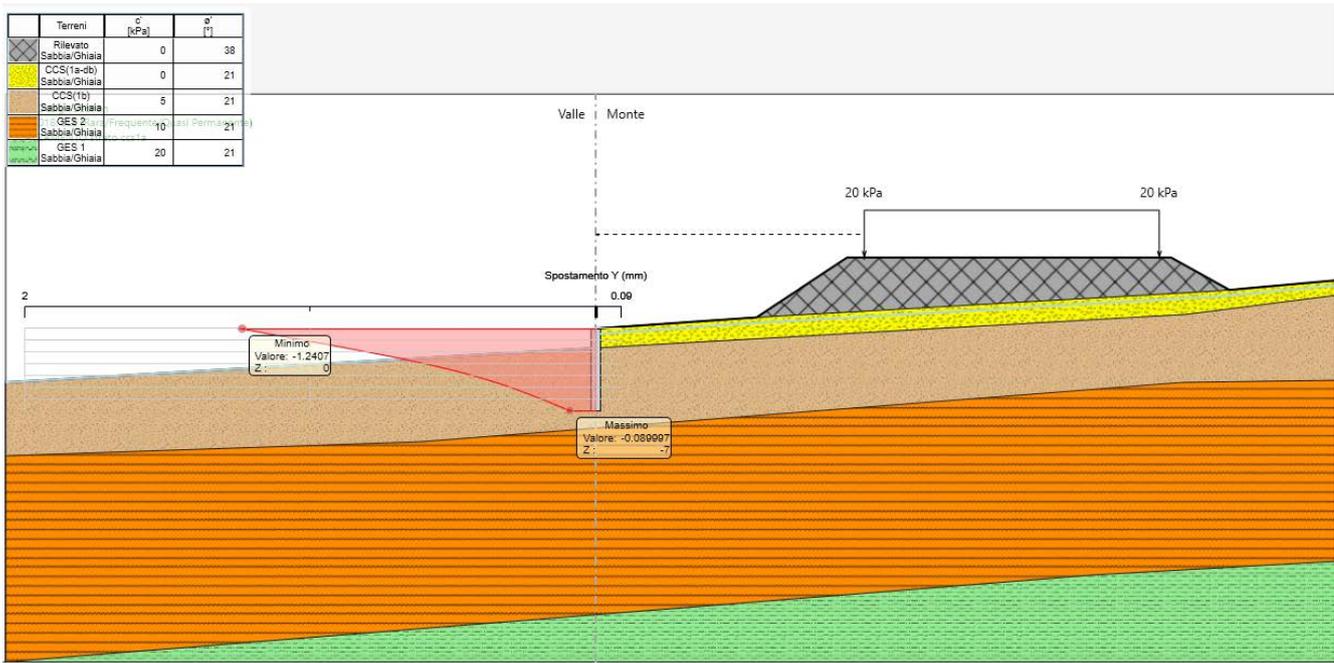


Figura 2: Paratia 1 – SLE – spostamenti orizzontali

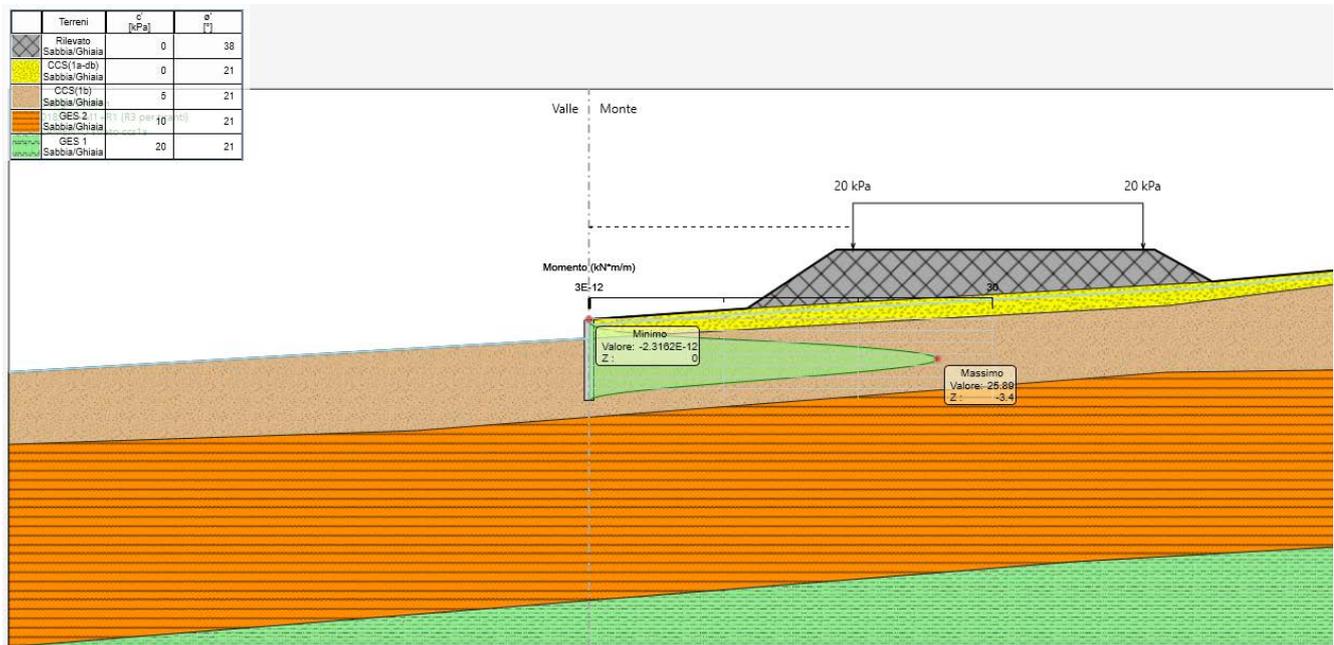


Figura 3: Paratia 1 – SLU A1+M1 condizioni statiche – momento flettente

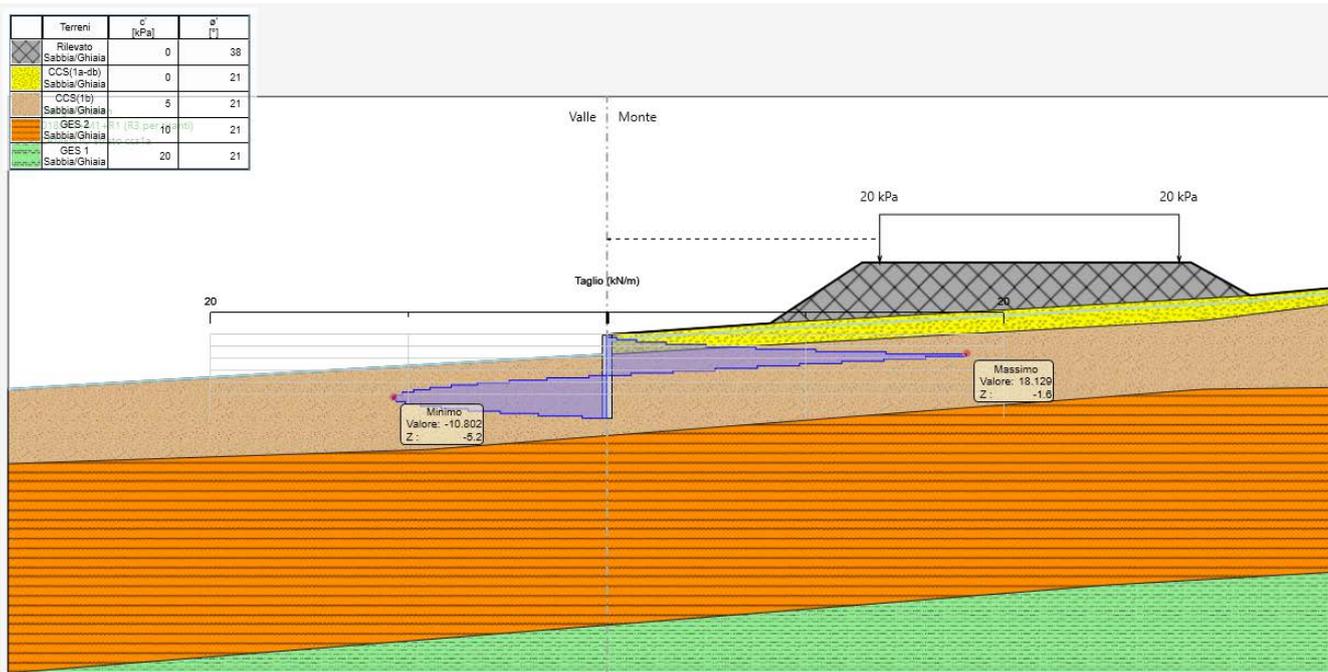


Figura 4: Paratia 1 – SLU A1+M1 condizioni statiche – taglio

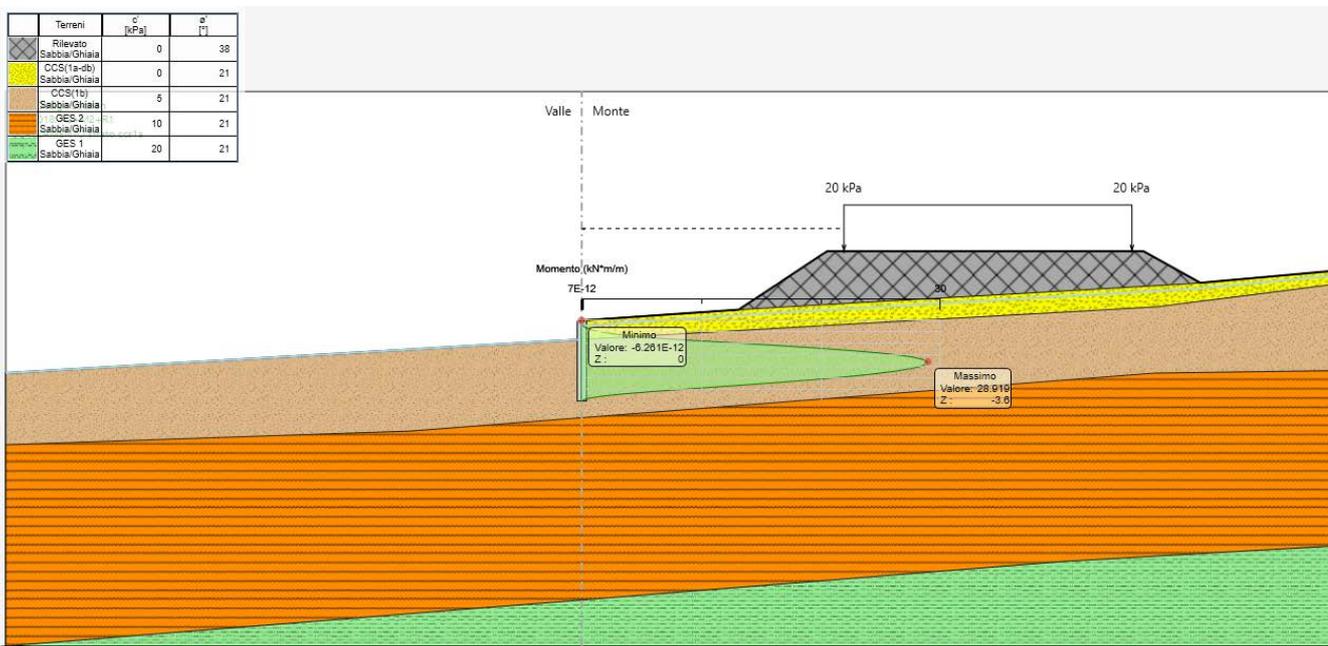


Figura 5: Paratia 1 – SLU A2+M2 condizioni statiche – momento flettente

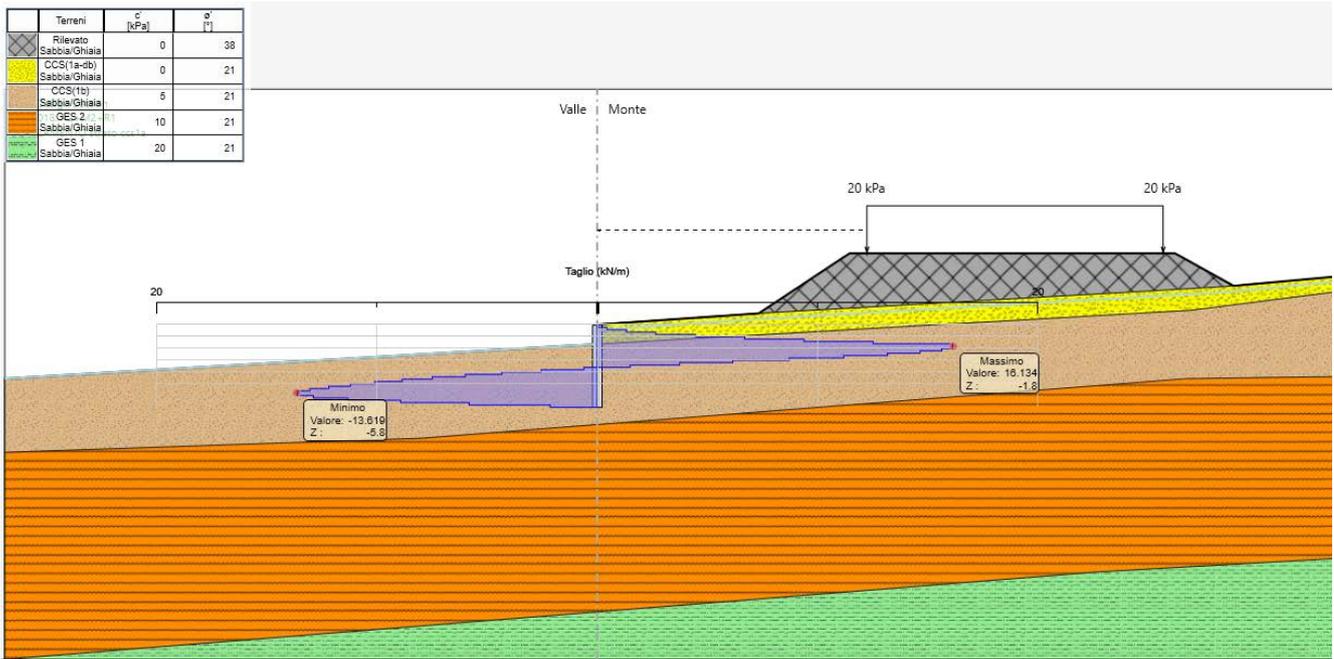


Figura 6: Paratia 1 – SLU A2+M2 condizioni statiche – taglio

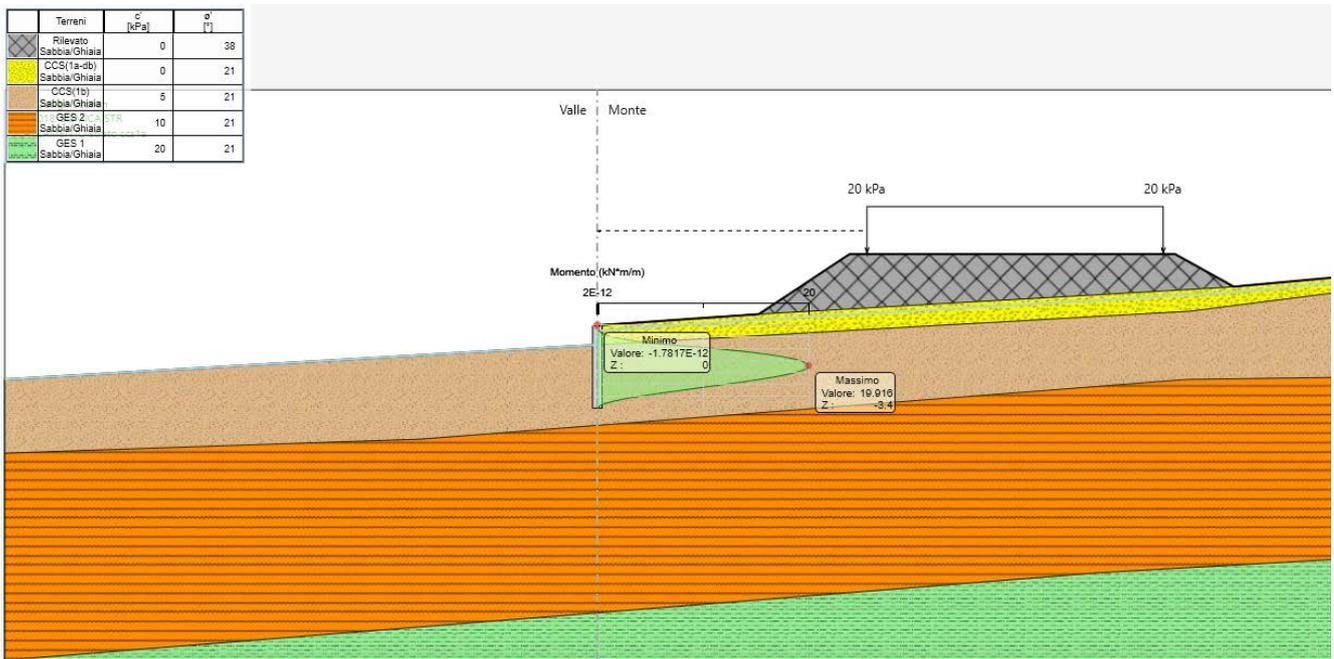


Figura 7: Paratia 1 – SLV condizioni sismiche – momento flettente

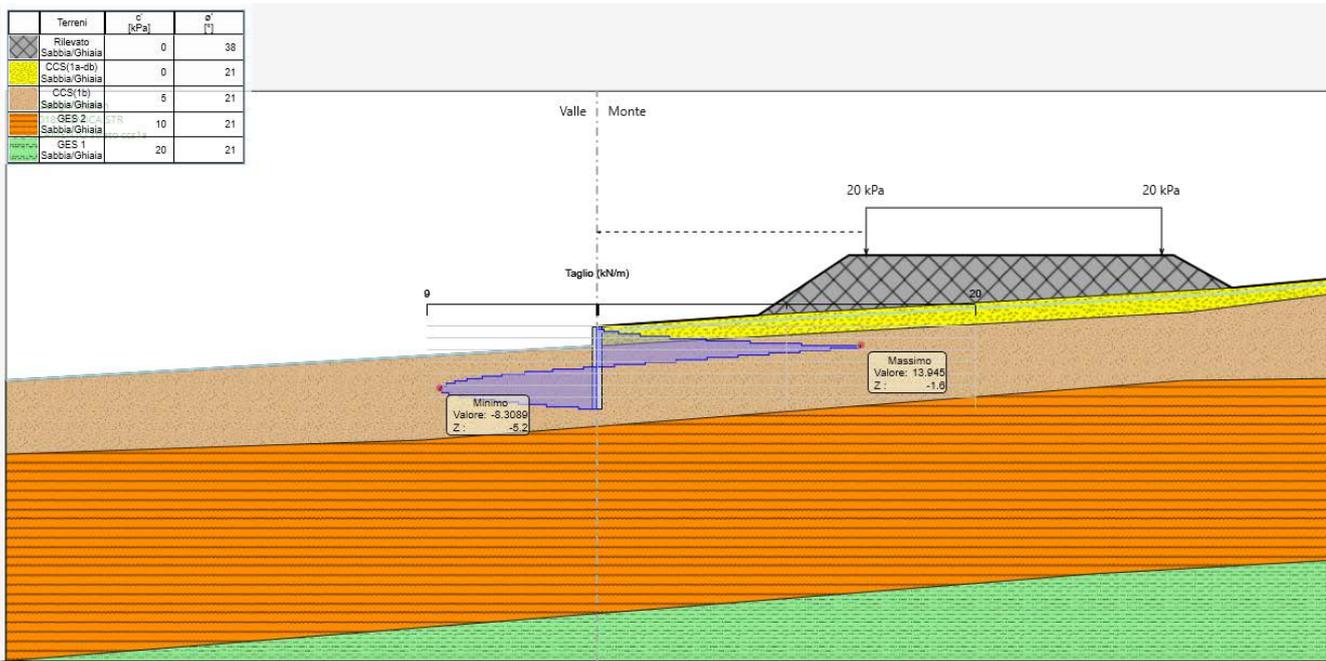


Figura 8: Paratia 1 – SLV condizioni sismiche – taglio

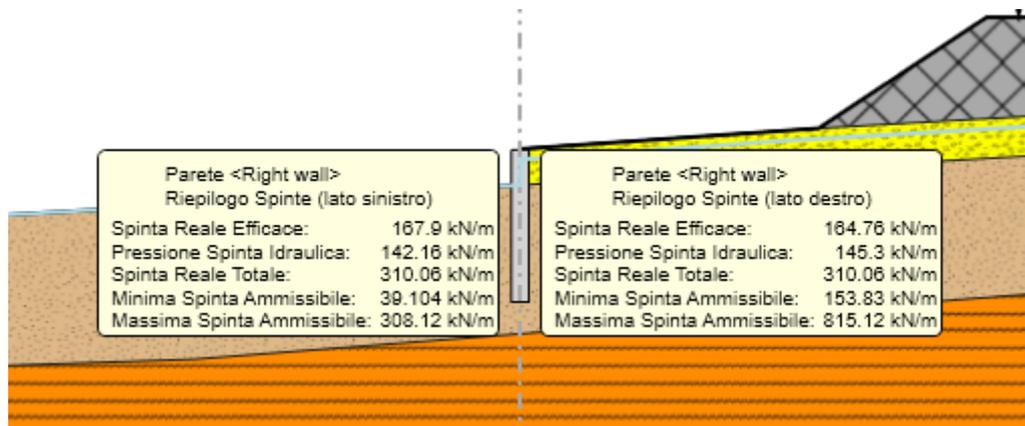


Figura 9: Paratia 1 – SLU A2+M2 condizioni statiche – verifica sulla resistenza al piede

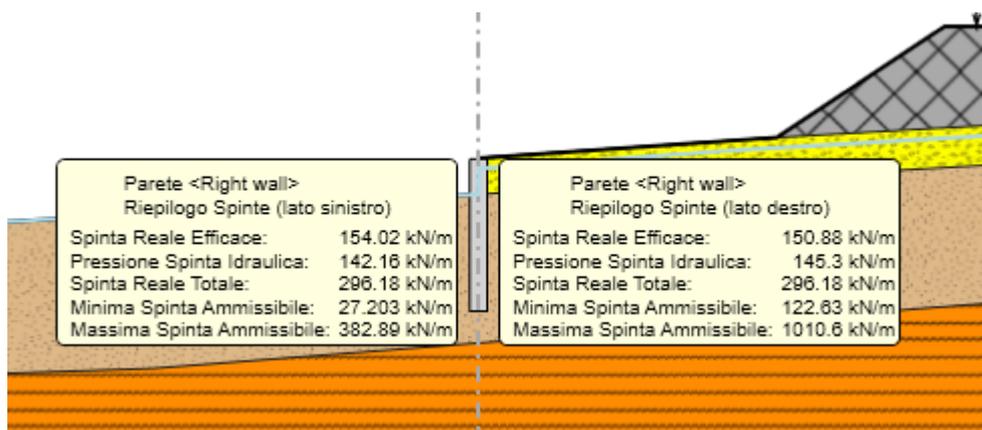


Figura 10: Paratia 1 – SLV condizioni sismiche – verifica sulla resistenza al piede

6.5.2. Verifica di stabilità globale

In relazione all'area potenzialmente instabile 02, per dimensionare l'intervento STB01, è stata eseguita una analisi di stabilità preliminare volta a determinare quali siano i valori minimi dei parametri di resistenza da attribuire alla formazione CCS1a_db, ovvero la porzione dei depositi superficiali CCS soggetta a instabilità. L'analisi è giustificata dalla presenza evidenziata dai rilievi geologici e geomorfologici di fenomeni di instabilità locale per la cui descrizione si rimanda al paragrafo e mostrata nella sezione geologica mostrata nella Figura 11. Poiché l'area è inserita fra le zone soggette o suscettibili a fenomeni franosi, è lecito ipotizzare che il pendio sia da considerare stabile con coefficiente di sicurezza almeno pari a 1.

È stata perciò eseguita una serie di analisi di stabilità del pendio, in cui è stato variato il valore dell'angolo di resistenza a taglio, adottando un valore nullo della coesione fino ad ottenere FS = 1.

I risultati significativi relativi a tali analisi sono mostrati in Figura 12.

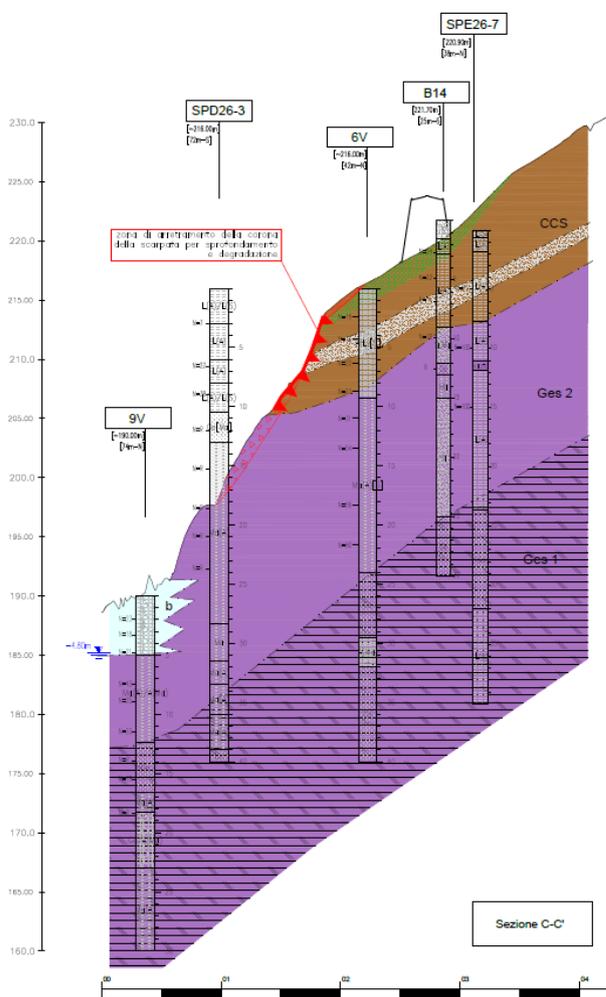


Figura 11 Sezione geotecnica in corrispondenza dell'area potenzialmente instabile STB01

1.009

Name: GES1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m ³	Cohesion: 20 kPa	Phi: 21 °
Name: GES2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 10 kPa	Phi: 21 °
Name: CCS1b	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 5 kPa	Phi: 21 °
Name: SAF	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 25 kPa	Phi: 21 °
Name: CCS1a-db	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 10.5 °

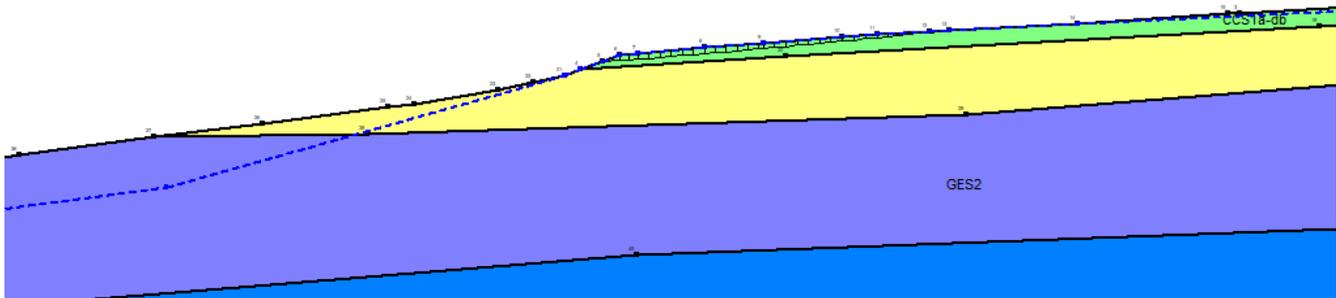


Figura 12 STB01, valori minimi dei parametri (ϕ' , c') dell'unità geotecnica CCS1a_db tali da giustificare la stabilità della scarpata naturale

La realizzazione della piattaforma stradale richiede la profilatura del terreno mostrata nelle sezioni di progetto.

Si esegue, in accordo alla metodologia esposta al paragrafo 6.4.2, la verifica di stabilità globale dell'insieme opera – terreno in condizioni statiche e sismiche in corrispondenza della sezione di calcolo già descritta al paragrafo 6.5.1. Si considerano valori caratteristici dei parametri geotecnici descritti al paragrafo 6.2.1.

In Figura 13 e Figura 14 si mostra la superficie critica (a minimo coefficiente di sicurezza) individuata dal programma di calcolo, rispettivamente in condizioni statiche e sismiche. Con riferimento alle analisi sismiche, si riporta il solo risultato ottenuto per k_v di segno negativo, in quanto è quello che determina il minimo valore del fattore di sicurezza.

Poiché il coefficiente di sicurezza minimo è superiore a 1.1 nelle analisi relative alle condizioni statiche e superiore a 1.2 nelle analisi relative alle condizioni sismiche, la verifica di stabilità globale dell'insieme opera – terreno è soddisfatta in accordo alle NTC2018.

2.315

Name: Rilevato (M2)	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 32 °
Name: GES1 (M2)	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m ³	Cohesion: 16 kPa	Phi: 17.1 °
Name: GES2 (M2)	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 8 kPa	Phi: 17.1 °
Name: CCS1b (M2)	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 4 kPa	Phi: 17.1 °
Name: SAF (M2)	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 20 kPa	Phi: 17.1 °
Name: CCS1a-db (M2)	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 9.6 °

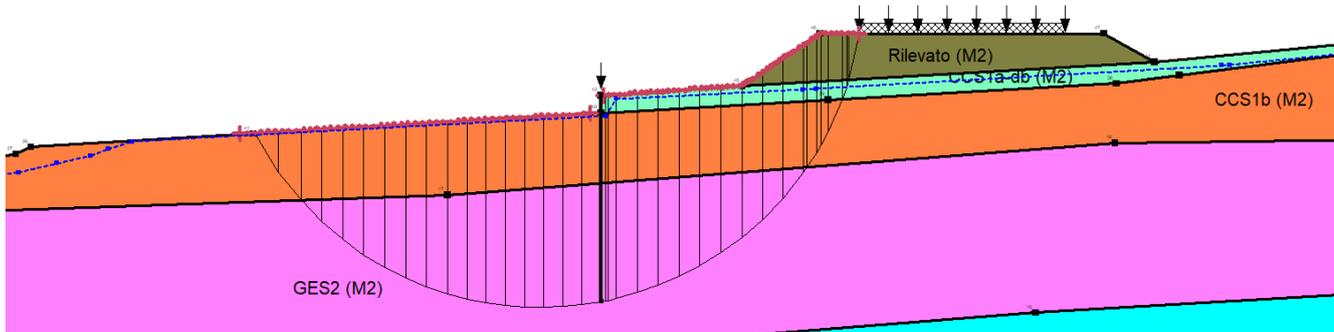


Figura 13: Superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza per la Paratia STB01 in condizioni statiche

2.216

Name: Rilevato	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 38 °
Name: GES1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m ³	Cohesion: 20 kPa	Phi: 21 °
Name: GES2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 10 kPa	Phi: 21 °
Name: CCS1b	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 5 kPa	Phi: 21 °
Name: SAF	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 25 kPa	Phi: 21 °
Name: CCS1a-db	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 10.5 °

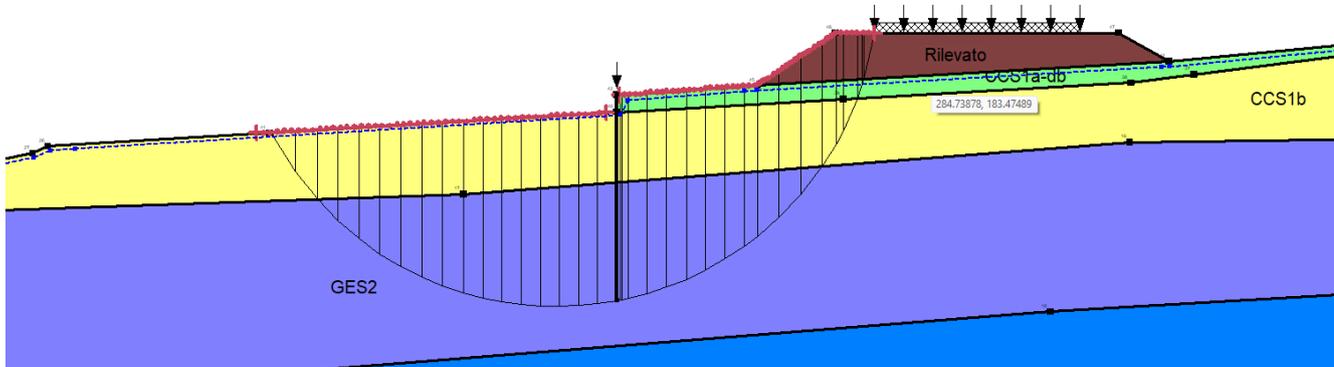


Figura 14: Superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza per la Paratia STB01 in condizioni sismiche

7. MONITORAGGIO

7.1. FINALITÀ DEL MONITORAGGIO

Il monitoraggio geotecnico delle aree in frana è finalizzato al controllo delle condizioni di sicurezza delle aree che sono state individuate come potenzialmente instabili.

Il monitoraggio viene eseguito in ciascuna delle aree individuate come più critiche ed in punti fisicamente accessibili.

La strumentazione di monitoraggio che verrà impiegata comprende:

- inclinometri
- piezometri di tipo Casagrande.

Tutti gli strumenti saranno installati e resi efficienti durante la fase di costruzione degli interventi di stabilizzazione e drenaggio delle suddette aree.

Le misure verranno conseguentemente impiegate dalla Direzione Lavori per le necessarie valutazioni.

7.2. MISURA DEGLI SPOSTAMENTI DEL TERRENO

7.2.1. Scopo

Il monitoraggio inclinometrico è la misurazione e lo studio degli spostamenti orizzontali a diverse profondità nel terreno. Questi spostamenti vengono rilevati da strumenti chiamati sonde inclinometriche (mono-biassiali) che rilevano un'inclinazione all'interno di tubazioni inseriti nei terreni (frane).

La misura degli spostamenti del terreno ha lo scopo di monitorare l'evoluzione, se presente, dei movimenti franosi e permettere di intervenire se necessario in modo preventivo.

7.2.2. Descrizione della strumentazione e modalità di installazione

La strumentazione da porre in opera per il monitoraggio inclinometrico del terreno sarà costituita da:

- Inclinometri inseriti all'interno di fori di sondaggio, disposti secondo la posizione planimetrica riportata negli elaborati di progetto per ciascuna area in frana.

Contestualmente all'installazione della strumentazione verranno eseguite le necessarie misurazioni inclinometriche iniziali di precisione.

7.2.3. Frequenza dei rilevamenti

Le letture sugli strumenti avranno inizio al completamento degli interventi di stabilizzazione nelle aree oggetto di monitoraggio.

La prima misura dovrà essere effettuata non prima di 10-14 giorni dopo il completamento di installazione del tubo inclinometrico nei fori di sondaggio, per garantire la sufficiente impostazione della malta. Dopo 1 settimana dalla prima, una seconda misura deve essere eseguita. Successivamente le misure andranno eseguite con cadenza mensile fino ai primi 12 mesi, inclusi, a

partire dal completamento della costruzione dei rilevati a monte delle aree in frana oggetto di monitoraggio, e con cadenza trimestrale per i 2 anni successivi.

In seguito alla rilevazione di fenomeni anomali si aumenterà opportunamente la frequenza di lettura della strumentazione.

7.2.4. Modalità di misura

Le misure inclinometriche devono essere effettuate mediante la seguente strumentazione:

- una sonda inclinometrica biassiale, costituita da un corpo di acciaio inox munito di rotelle di guida con passo di 500 mm (intervallo di misura), dotata di appositi sensori servoaccelerometrici per la misura dell'inclinazione, con campo di misura di $\sim \pm 30^\circ$, sensibilità non inferiore a $1/20.000 \text{ sen } \alpha$ ($= 50 \mu\text{m/m}$) e assetto azimutale non superiore a 0.5° ; i servoaccelerometri sono disposti su due piani ortogonali tra loro, dei quali uno parallelo alle scanalature di guida e l'altro perpendicolare ad esse;
- centralina portatile digitale, con appositi display per la lettura dei dati, eventualmente dotata di sistema di acquisizione;
- cavo elettrico di collegamento tra la sonda inclinometrica e la centralina di misura, con tacche vulcanizzate ogni 0.5 m e lunghezza non inferiore a 50 m, con relativo rullo avvolgicavo; la distanza tra la prima tacca di riferimento del cavo e l'asse tra le rotelle superiori della sonda inclinometrica dovrà in ogni caso essere pari a 500 mm; l'errore della metratura del cavo dovrà essere inferiore a 5 cm ogni 100 m e l'allungamento con carico di 20 kg inferiore allo 0.05%; il cavo dovrà inoltre garantire nel tempo la costanza della distanza tra le tacche di misura, da verificare con bindella metrica indeformabile ad intervalli regolari, non superiori a 6 mesi;
- carrucola dotata di strozzacavo da installare temporaneamente sulla testa del tubo inclinometrico durante le letture;
- sonda testimone per il controllo dei tubi inclinometrici prima dell'inizio di una serie di misure, con relativo rullo avvolgicavo.

7.2.5. Restituzione dati

L'elaborazione delle misure deve fornire le seguenti informazioni (in termini sia di diagrammi che di tabulati numerici):

- posizione in quota della testa degli inclinometri;
- l'andamento degli spostamenti cumulativi lungo la verticale in modo da avere il movimento della tubazione a partire dalla prima misura.

7.3. MISURA DELLE VARIAZIONI DI LIVELLO DELLA FALDA

7.3.1. Scopo

La misura del livello di falda ha lo scopo di verificare l'andamento dei livelli piezometrici in corrispondenza delle aree potenzialmente in frana e gli effetti generati dalla costruzione dei rilevati stradali in prossimità delle stesse.

La misura verrà effettuata tramite piezometri posizionati sia nelle porzioni di monte che di valle delle aree in frana, secondo la posizione planimetrica riportata negli elaborati di progetto di riferimento per ciascuna area.

7.3.2. Descrizione della strumentazione e modalità di installazione

La strumentazione da porre in opera per il monitoraggio del livello di falda sarà costituita da celle piezometriche di tipo Casagrande.

Contestualmente all'installazione della strumentazione verranno eseguite le necessarie livellazioni topografiche di precisione al fine di determinare la quota di testa dei piezometri cui riferire le misurazioni successive.

7.3.3. Frequenza dei rilevamenti

Le letture sugli strumenti avranno inizio al completamento della costruzione degli interventi di stabilizzazione nelle aree oggetto di monitoraggio.

Dopo 2 settimane dall'installazione dovrà essere effettuata una lettura di zero per ogni strumento, che fungerà da riscontro per le misure successive.

Le misure andranno eseguite con cadenza mensile fino ai primi 12 mesi, inclusi, a partire dal completamento della costruzione dei rilevati a monte delle aree in frana oggetto di monitoraggio, e con cadenza trimestrale per i 2 anni successivi.

In seguito alla rilevazione di fenomeni anomali si aumenterà opportunamente la frequenza di lettura della strumentazione.

Una volta all'anno dovrà essere eseguita anche una livellazione al fine di verificare la quota della testa dei piezometri.

7.3.4. Modalità di misura

La lettura dei piezometri avverrà mediante freatimetro elettrico.

7.3.5. Restituzione dati

L'elaborazione delle misure deve fornire le seguenti informazioni (in termini sia di diagrammi che di tabulati numerici):

- livello piezometrico in tutti i punti di misura;
- variazione del livello piezometrico di tutti i punti di misura.