

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA

U.O.: OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA

NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA

LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA

LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA

Relazione di calcolo rilevati e trincee

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RC2A C1 R 11 RH GE0006 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Sellari	Dic.2021	L.Giannini G.Scasserra	Dic.2021	I. D'amore	Dic.2021	L. Berardi Lug.2023
B	Emissione esecutiva	M.Pescara	Lug.2023	F.Conte /G.Scasserra Francesco Conte	Lug.2023	I. D'amore	Lug.2023	

File: RC2A.C1.R.11.RH.GE0006.001.B

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	6
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	6
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	7
2.4	SOFTWARE	7
3	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI IN TRINCEA E IN RILEVATO.....	8
3.1	TRINCEE FERROVIARIE.....	8
3.1.1	<i>Descrizione degli interventi di protezione e rinforzo delle scarpate di scavo in roccia.....</i>	10
3.2	RILEVATI FERROVIARI	11
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO.....	15
4.1	MODELLO GEOTECNICO	15
4.2	INQUADRAMENTO SISMICO	17
4.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno</i>	17
4.2.2	<i>Ulteriori parametri sismici.....</i>	18
5	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE	20
5.1	CRITERI GENERALI DI VERIFICA.....	20
5.2	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	21
5.2.1	<i>Stati limite ultimi (SLU).....</i>	21
5.2.2	<i>Stati limite di esercizio (SLE).....</i>	23
5.3	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	24
5.3.1	<i>Stati limite ultimi (SLU) - Verifica allo stato limite SLV</i>	24
5.3.2	<i>Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale allo SLV</i>	24
6	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE.....	26

6.1	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE SLU.....	26
6.2	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE SLE.....	27
6.2.1	<i>Consolidazione primaria - Fasi dell'analisi FEM.....</i>	28
6.2.2	<i>Consolidazione secondaria - Valutazione dei cedimenti tramite formulazione semplificata</i>	28
7	ANALISI DELLE SEZIONI DI CALCOLO	31
7.1	SELEZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO.....	31
7.2	CARICHI DI PROGETTO.....	32
7.2.1	<i>Rilevati e trincee ferroviarie</i>	32
7.3	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	35
7.3.1	<i>Deep Cement Mixing</i>	35
7.3.1.1	<i>Deep Cement Mixing in condizioni non drenate.....</i>	37
7.3.1.2	<i>Deep Cement Mixing in condizioni drenate.....</i>	37
7.3.2	<i>Colonne in ghiaia</i>	38
7.4	ANALISI TRINCEA N.1 IN UAS1.....	39
7.4.1	<i>Analisi in condizioni statiche in condizioni drenate</i>	41
7.4.2	<i>Analisi in condizioni sismiche in condizioni drenate</i>	42
7.4.1	<i>Analisi in condizioni statiche in condizioni non drenate.....</i>	43
7.4.2	<i>Analisi in condizioni sismiche in condizioni non drenate</i>	45
7.5	ANALISI RILEVATO N.1 IN PADE2 - SENZA TRATTAMENTI	47
7.5.1	<i>Analisi di stabilità globale.....</i>	48
7.5.1.1	<i>Analisi di stabilità globale in condizioni statiche in condizioni drenate</i>	49
7.5.1.2	<i>Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche in condizioni drenate.....</i>	51
7.5.1.3	<i>Analisi di stabilità globale in condizioni statiche in condizioni non drenate</i>	52
7.5.1.4	<i>Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche in condizioni non drenate.....</i>	54
7.5.2	<i>Analisi di stabilità interna</i>	55
7.5.2.1	<i>Analisi di stabilità interna in condizioni statiche in condizioni drenate</i>	56
7.5.2.2	<i>Analisi di stabilità interna in condizioni sismiche in condizioni drenate</i>	57
7.5.3	<i>Verifica dei cedimenti – modello FEM – senza interventi.....</i>	58
7.5.3.1	<i>Fasi del modello.....</i>	61
7.5.3.2	<i>Cedimenti.....</i>	61
7.5.3.3	<i>Curva cedimenti-tempo.....</i>	64
7.5.3.4	<i>Cedimento residuo totale</i>	65

7.6	ANALISI RILEVATO N.1 IN PADE2 - CON TRATTAMENTI	67
7.6.1	<i>Analisi di stabilità globale</i>	68
7.6.1.1	Analisi di stabilità globale in condizioni statiche in condizioni drenate	69
7.6.1.2	Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche in condizioni drenate.....	70
7.6.1.3	Analisi di stabilità globale in condizioni statiche in condizioni non drenate	72
7.6.1.4	Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche in condizioni non drenate.....	73
7.6.2	<i>Verifica dei cedimenti – modello FEM – con interventi DCM (8m)</i>	75
7.6.2.1	Fasi del modello.....	76
7.6.2.2	Cedimenti.....	77
7.6.2.3	Curva cedimenti-tempo.....	79
7.6.2.4	Cedimento residuo totale	81
7.7	ANALISI RILEVATO N.2 IN S1.....	82
7.7.1	<i>Analisi di stabilità</i>	83
7.7.1.1	Analisi in condizioni statiche in condizioni drenate.....	84
7.7.1.2	Analisi in condizioni sismiche in condizioni drenate.....	85
7.7.2	<i>Verifica dei cedimenti</i>	86

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono descritti i risultati del calcolo dei cedimenti dei rilevati e delle verifiche di stabilità di rilevati e trincee nell'ambito del PFTE – Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica della "Linea Salerno-Reggio Calabria – Nuova Linea AV Salerno-Reggio Calabria", con riferimento al **Lotto 1C** della tratta Battipaglia-Praia, denominato "**Buonabitacolo - Praia**".

Il tracciato si sviluppa in doppio binario dalla fine del lotto 1B in corrispondenza della stazione di Buonabitacolo e lo sviluppo complessivo è di circa 45,9 km e comprende tratti in rilevato, trincea, viadotto e galleria.

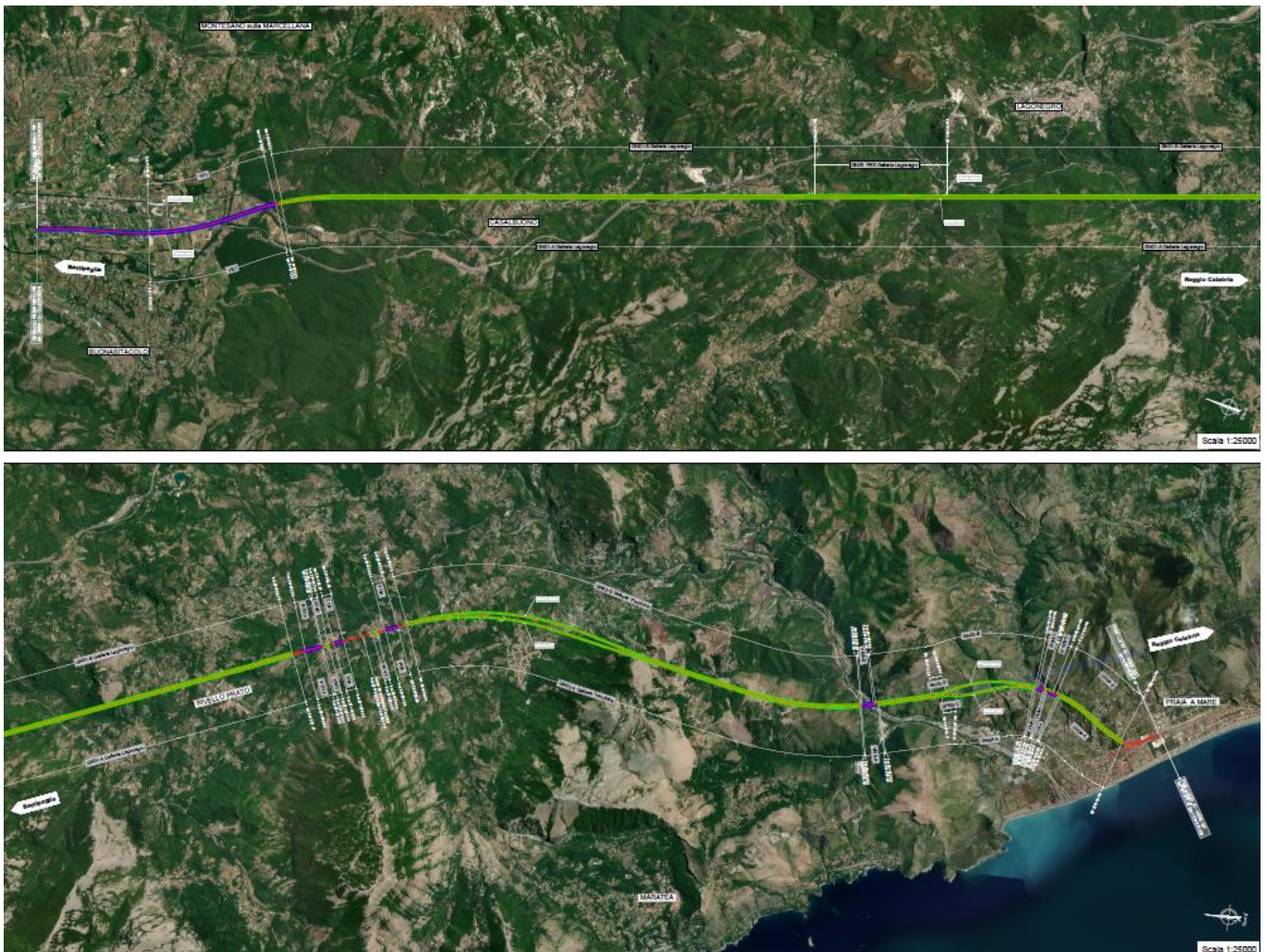


Figura 1-1: Lotto 1C Buonabitacolo-Praia a Mare. Corografia dell'intervento

2 **NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 F – Revisione F del Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [4] RFI DTC SI SP IFS 001 F del 30.12.2022- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.
- [5] RFI TCAR ST AR 01 001 D: Standard di qualità geometrica del binario e parametri di dinamica di marcia per velocità fino a 300 km/h.
- [6] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [7] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.2 **DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

- [8] ITALFERR- Sezioni tipo ferroviarie (Doc.Rif RC2A.C.1.R.11.WB.IF.00.0.0.001.A a RC2A.C.1.R.11.WB.IF.00.0.0.0010.B, 10 tavole) ;
- [9] ITALFERR – Relazione geotecnica opere all’aperto (Doc.Rif. RC2A.C1.R.11.GE.GE0006.001.C);
- [10] ITALFERR - Profilo geotecnico (Doc. RC2A.C1.R.11.L5.GE0006.001.B a RC2A.C1.R.11.L5.GE0006.004.B, 4 tavole);
- [11] ITALFERR – Relazione geotecnica opere all’aperto - SA-RC Lotto 1B (Doc.Rif. RC2A.B1.R.11.GE.GE0006.001.B);
- [12] ITALFERR - Relazione di calcolo rilevati e trincee - SA-RC Lotto 1B (Doc. RC2A.B1.R.11.RH.GE0006.001.B);



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	GE 00 06 001	B	7 di 86

[13] ITALFERR – Risposta Sismica Locale – SA-RC Lotto 1B (Doc. RC2A.B1.R.11.RH.GE0006.003.A).

2.3 BIBLIOGRAFIA

[14] “The properties of cement-stabilized soils. Proceedings of the residential workshop on materials and methods for low cost road, rail, and reclamation works” di J.K. Mitchell (1976), (pp. 365-404).

2.4 SOFTWARE

[15] Paratie Plus modulo VSP;

[16] Plaxis 2D.

3 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI IN TRINCEA E IN RILEVATO

Di seguito una breve descrizione delle caratteristiche delle sezioni in trincea e in rilevato: per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati [8]. Tutte le opere incluse in progetto saranno realizzate con i materiali, le prescrizioni e le modalità costruttive descritte nel Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili di RFI [3].

3.1 TRINCEE FERROVIARIE

Nel contesto del presente PFTE, si è analizzata la stabilità di trincee definitive con pendenza 3H:2V senza la necessità di alcun tipo di intervento (si veda Figura 3.1). Nel capitolo 7.4 si verificherà l'altezza massima di questa tipologia di trincea, con riferimento alle sezioni presenti lungo il tracciato ritenute più rappresentative in base al modello geotecnico a cui sono riferite.

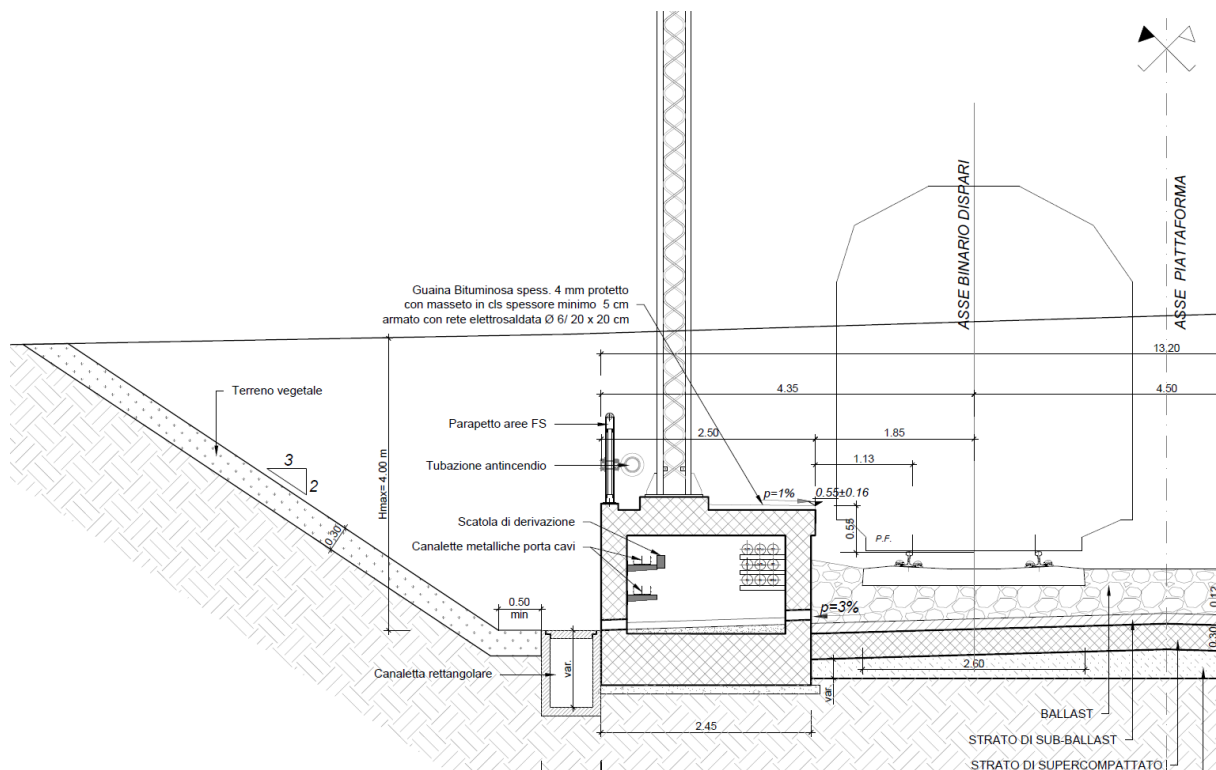


Figura 3.1 Sezione tipo in trincea $H > 4,5$ m a doppio binario in rettilo (Doc.Rif. RC2A.C.1.R.11.WB.IF.00.0.0.005.A, [8])

Nel solo caso in cui sono interessate le dolomie DPR, si prevedono trincee con pendenza 1H:4V con previsione di rinfrozo tramite chiodature (per maggior dettagli si rimanda al paragrafo 3.1.1); solo la parte sommitale, supposta più alterata, è prevista con rapporto 1:1.

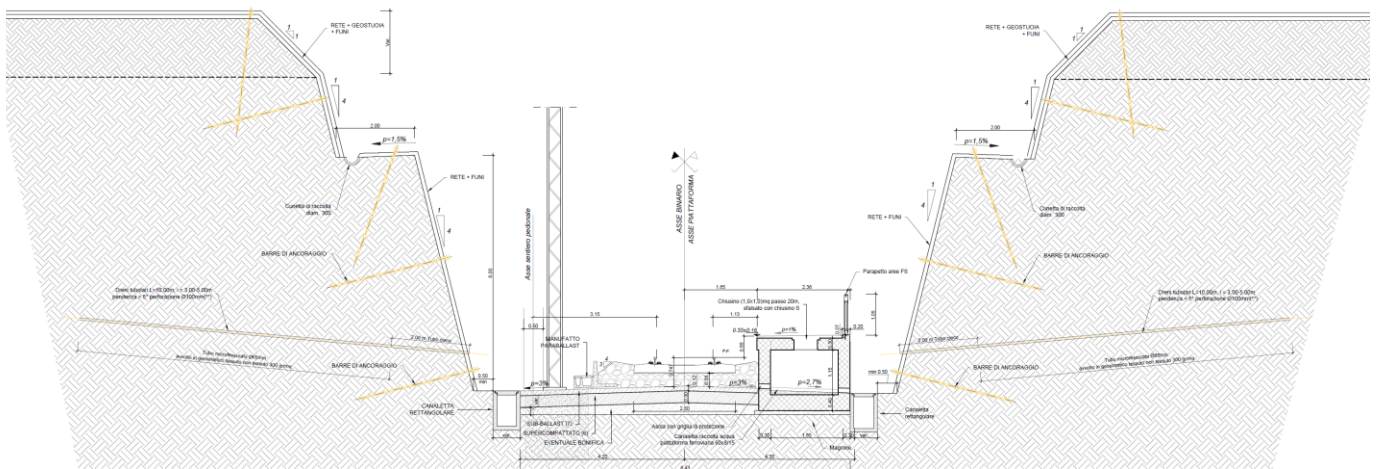


Figura 3.2 Sezione tipo in trincea in dolomia (Doc.Rif. RC2A.C.1.R.11.WB.IF.00.0.0.004.B, [8])

Con riferimento alle sezioni tipo richiamate in Figura 3.1 e Figura 3.2, la sede ferroviaria prevede uno strato di supercompattato di spessore pari a 30 cm, al di sopra del quale verrà realizzato uno strato di sub-ballast di spessore pari a 12 cm. Una volta completato il pacchetto di fondazione della pavimentazione, si posizioneranno ballast, traversine ed armamento ferroviario.

Nella tabella seguente vengono indicate le trincee aperte presenti lungo il tracciato, dettagliando l'unità geotecnica (vedi [9]) identificata in corrispondenza di ciascuna trincea e fornendo un'indicazione della profondità a cui si trova la falda di progetto. Si fa presente che lungo alcune tratte possono essere previste opere di protezione, quale muro ad U, muro di sostegno o paratia (per dettagli si rimanda al piano-profilo geotecnico, doc.rif.[10]).

Tabella 3-1: Trincee ferroviarie lungo il tracciato (Binario Pari)

Trincea ferroviaria	Da	a	Unità geotecnica	Falda rispetto al p.c. (m)
TR01	Km 26+349,11	km 26+398,00	UAS2	≈10
TR02	km 26+871,00	km 26+916,00	UAS1	≈10
TR03	Km 27+041,00	Km 27+157,02	UAS1	≈10
TR04	km 27+444,00	km 27+622,00	UAS1	≈20
TR05	km 27+827,00	Km 27+964,00	UAS1/UAS2	≈8
TR06	Km 28+064,00	km 28+135,00	UAS1/UAS2	≈8
TR07-A	km 28+600,00	Km 28+646,67	UAS2	≈2
TR08-A	km 42+014,00	km 42+040,00	DPR	>20
TR09-A	km 42+075,00	km 42+098,00	DPR	>20

Tabella 3-2: Trincee ferroviarie lungo il tracciato (Binario Dispari)

Trincea ferroviaria	Da	a	Unità geotecnica	Falda rispetto al p.c. (m)
TR01-B	Km 26+371,50	km 26+403,00	UAS2	≈10
TR02	km 26+896,00	km 26+922,00	UAS1	≈10
TR03	km 27+047,00	km 27+162,97	UAS1	≈10
TR04	km 27+450,00	km 27+628,00	UAS1	≈20
TR05	km 27+833,00	km 27+970,00	UAS1/UAS2	≈8
TR06	km 28+070,00	km 28+141,00	UAS1/UAS2	≈8
TR07-B	km 28+606,00	Km 28+643,62	UAS2	≈2
TR08-B	km 42+082,00	km 42+105,00	DPR	>20

3.1.1 Descrizione degli interventi di protezione e rinforzo delle scarpate di scavo in roccia

Di seguito si descrivono gli interventi previsti per le scarpate di scavo. I dettagli sono riportati negli elaborati grafici Doc.Rif. [8].

Per le trincee definitive, è stata prevista un'unica tipologia di intervento, applicata sull'intera superficie delle scarpate. Inoltre, per le trincee definitive, nella porzione più superficiale, dove è prevista



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	GE 00 06 001	B	11 di 86

una pendenza di scavo pari a 1:1, la rete a doppia torsione verrà accoppiata ad una geostuoia, atta a prevenire l'erosione e consentire l'idrosemina di specie erbacee.

Scarpate definitive

Le scarpate definitive, previste con pendenza V/H pari a 4:1 nelle formazioni rocciose (DPR, Dolomia principale), verranno rivestite con un sistema di reti e funi metalliche opportunamente ancorate all'ammasso retrostante. L'intervento consentirà sia di contenere il distacco di materiale dal fronte, sia di contrastare l'instabilità di eventuali cunei di roccia più superficiali in condizioni di equilibrio precario.

L'intervento prevede la posa in aderenza alla scarpata di pannelli di una rete a doppia torsione con maglia esagonale ancorata all'ammasso retrostante mediante ancoraggi passivi, realizzati con barre $\phi=24\text{mm}$ in acciaio B450C, ed un reticolo di contenimento a maglia romboidale, realizzata con funi in acciaio di diametro pari a 12mm.

Le chiodature avranno una lunghezza pari a 6.00 m, o comunque tale da garantire alle barre un ancoraggio nella roccia sana per una profondità di almeno 2.50 m; le barre saranno alloggiare in fori eseguiti nella roccia a roto-percussione di diametro minimo 80 mm opportunamente cementate da iniezione in pressione ($p_{\text{min}}= 4.0 \text{ bar}$) con boiaccia di cemento di classe minima C25/30.

La maglia del reticolo di contenimento e degli ancoraggi è romboidale 3 m x 3 m.

3.2 RILEVATI FERROVIARI

I rilevati ferroviari sono previsti con scarpate a pendenza uniforme 3H:2V fino ad altezze di 4.5 m, Doc.Rif. [8]. Nel caso in cui venga superata la soglia dei 4.5 m di altezza, tra la scarpata superiore di altezza variabile, e quella inferiore di altezza 4.5m (entrambe 3H:2V) sono previste banche di larghezza pari a 2 m che hanno effetto di riduzione della pendenza media totale. Al di sotto del rilevato è previsto uno scotico per uno spessore pari a 0.5 m.

Inoltre, il progetto prevede la realizzazione dei primi 3 metri di altezza (intesi a partire dal piano di posa) di tutti i rilevati con materiale argilloso proveniente dagli scavi, ovviamente stabilizzato a calce (dettagli e riferimenti presenti nel Capitolato Tecnico di Appalto RFI. (Doc. Rif. [3]). Tale scelta consente di garantire la stabilità interna in condizioni sismiche, date le ottime caratteristiche meccaniche del materiale stabilizzato, e di riutilizzare una importante parte di materiali argillosi proveniente dagli scavi (con particolare riferimento al materiale proveniente delle gallerie naturali), con evidente beneficio anche

dal punto di vista della sostenibilità ambientale. I parametri utilizzati nelle seguenti modellazioni sono indicati in Tabella 7.3.

Stanti le caratteristiche geotecniche dei terreni incontrati nell'area del Vallo di Diano, descritti nella Relazione Geotecnica (Doc. [9]), sono state effettuate analisi agli elementi finiti, illustrate al capitolo 7, che hanno condotto a determinare la necessità di interventi di miglioramento del terreno al fine di contenere i cedimenti residui entro i valori ammissibili. Nella figura seguente si riporta la sezione tipologica di progetto nella quale si indica lo schema dei trattamenti colonnari con *Deep Mixing* (DCM); si rimanda alle tavole specifiche (Doc. Rif. [8]) per i dettagli. Si noti, inoltre, che il ricorso a trattamenti colonnari per il terreno di fondazione dei rilevati ubicati lungo il Vallo di Diano, rappresenta anche un ingente contributo alla mitigazione nei confronti del potenziale fenomeno della liquefazione nel Vallo di Diano, come meglio commentato nello specifico paragrafo della Relazione Geotecnica.

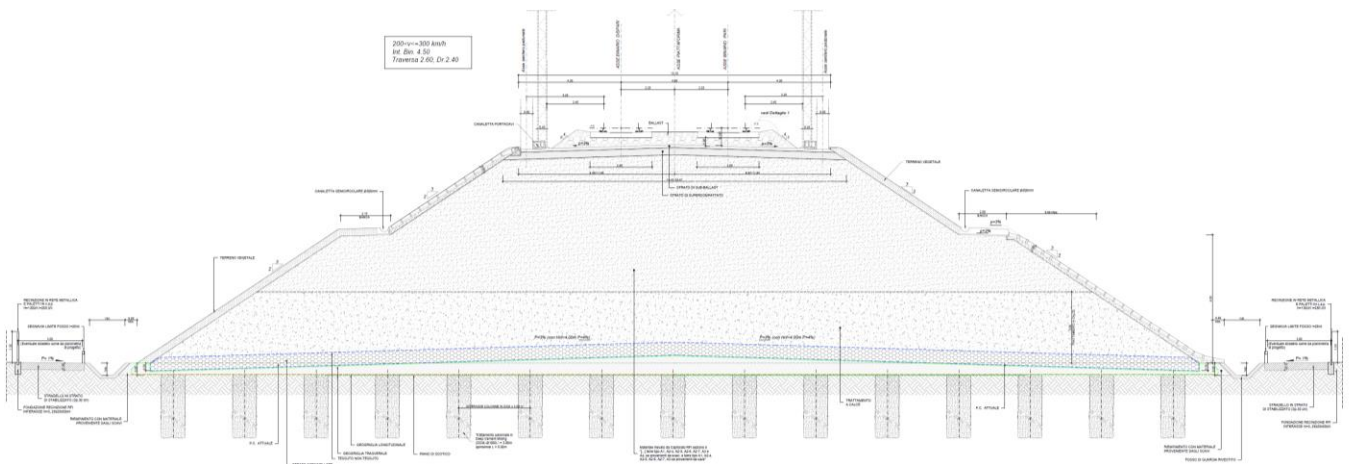


Figura 3.3 Sezione tipo Rilevato con trattamento (tipo D2) a doppio binario in rettilineo senza barriere antirumore - $H_{rili} > 4,50$ m (Doc.Rif. RC2A.C.1.R.11.WB.IF.00.0.0.002.B, [8])

Inoltre, si evidenzia che per i rilevati ubicati nel settore finale della tratta (Praia a Mare) si eseguiranno interventi di consolidamento del terreno di fondazione, nello specifico mediante colonne in ghiaia, al fine di ridurre il rischio legato al fenomeno della liquefazione, come riscontrato nella Relazione Geotecnica Doc.Rif. [9].

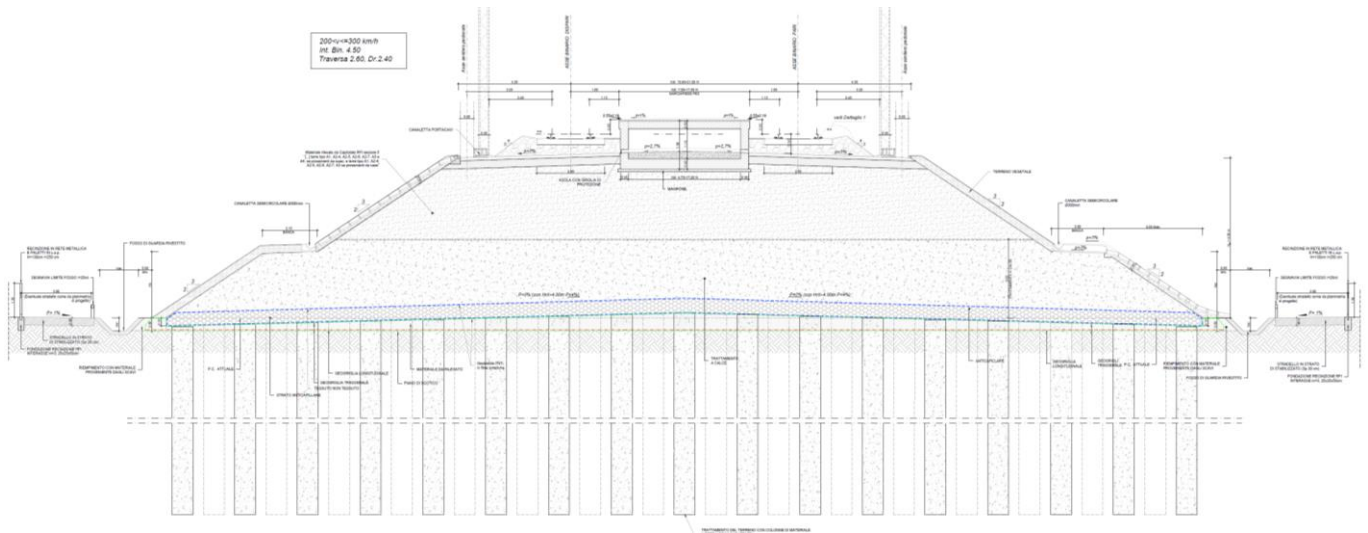


Figura 3.4 Sezione tipo Rilevato con trattamento (tipo D3) a doppio binario in rettilo con pali in ghiaia senza barriere antirumore - $H_{ril} > 4,50$ m (Doc.Rif. RC2A.C.1.R.11.WB.IF.00.0.0.003.A, [8])

Nei profili geotecnici e nei plano-profili di progetto sono indicate le estensioni delle aree in cui è previsto il ricorso a trattamenti colonnari tramite DCM o pali in ghiaia (Doc. [10]).

Come riportato nelle sezioni tipologiche di Figura 3.3 e Figura 3.4, le scarpate del rilevato sono protette con una finitura a verde di spessore pari a circa 30 cm. Il rilevato si completa in sommità con la realizzazione di uno strato di super compattato di spessore pari a 30 cm, al di sopra del quale verrà realizzato uno strato di sub-ballast di spessore pari a 12 cm sul quale verranno posizionati ballast, traversine ed armamento ferroviario.

Nella tabella seguente vengono riportati tutti i rilevati presenti lungo il tracciato, dettagliando l'unità geotecnica corrispondente ed una indicazione della profondità a cui si trova la falda di progetto. Si fa presente che lungo alcune tratte possono essere previste opere di protezione, quale muro ad U, muro di sostegno o paratia (per dettagli si rimanda al plano-profilo geotecnico, doc.rif.[10]).

Tabella 3-3: Rilevati lungo il tracciato (Binario Pari)

Rilevato	da	a	H _{max} lorda indicativa (m)	Unità geotecnica	Falda rispetto al p.c. (m)
RI01	km -0+744,95	km 1+208,12	10	PADe2	≈1
RI02-A	Km 3+877,87	Km 3+940,21	4	ABD	≈5
RI03-A	km 26+398,00	km 26+530,90	5,5	UAS2	≈6
RI04	km 27+357,00	km 27+444,00	8,5	UAS2	≈5
RI05	km 27+622,00	km 27+827,00	11	UAS2	Var.1-10
RI06	km 28+135,00	km 28+231,99	9,5	UAS2	≈10
RI07	km 28+502,00	km 28+600,00	9	UAS2	≈2
RI11-A	km 43+994,72	km 44+770,13	6	S1	≈3

Tabella 3-4: Rilevati lungo il tracciato (Binario Dispari)

Rilevato	da	a	H _{max} lorda indicativa (m)	Unità geotecnica	Falda rispetto al p.c. (m)
RI01	km -0+746,07	km 1+206,87	10	PADe2	≈1
RI02-B	km 3+875,69	km 3+947,32	4	ABD	≈5
RI03-B	km 26+403,00	km 26+552,90	8,5	UAS2	≈5
RI04	km 27+362,95	km 27+450,00	11	UAS2	Var.1-10
RI05	km 27+628,00	km 27+833,00	9,5	UAS2	≈10
RI06	km 28+141,00	km 28+237,94	9	UAS2	≈2
RI07	km 28+507,75	km 28+606,00	5,5	UAS2	≈6
RI08-B	km 42+295,00	km 42+354,47	7	DEP	>15
RI09-B	km 44+043,34	km 44+817,47	6	S1	≈3

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

4.1 MODELLO GEOTECNICO



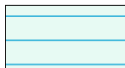


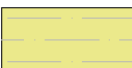


La caratterizzazione geotecnica di riferimento adottata nelle seguenti analisi fa riferimento alla Relazione geotecnica opere all'aperto (Doc. Rif. [9]). Per l'assetto stratigrafico e la falda si fa riferimento ai profili geotecnici (Doc.[10]).

I parametri geotecnici e il modello stratigrafico di riferimento sono riportati in dettaglio nel capitolo 0, per ciascuna sezione analizzata.

La falda di progetto, sulla base di quanto riportato nel profilo geotecnico [10], si trova a profondità variabili, in alcune sezioni è così profonda da non essere interferente con le opere, mentre in altre (Vallo di Diano), si trova a circa 1m da piano campagna. L'indicazione della profondità della falda è inclusa nella descrizione di ciascuna sezione analizzata.

Le **unità geotecniche** individuate sono riepilogate nello schema seguente.

Tabella 4-1: schema riassuntivo delle unità geotecniche

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE		
Depositi alluvionali attuali (b)	DEP		Questa unità geotecnica comprende i depositi non distinti in base al bacino di pertinenza assimilabili tra loro dal punto di vista della granulometria generalmente grossolano. Depositi ghiaioso-sabbiosi e subordinatamente sabbioso-limosi (b) e sabbie e ghiaie (g1), breccia ad elementi dolomitici grossolanamente gradati (g2) e ghiaie e sabbie (g3).
Depositi collegati ai terrazzi marini (g1, g2 e g3) e Detrito di falda			
Depositi di spiaggia antichi (S1)	S1		Sabbia e ghiaia, sabbie limose, ghiaia fine e sabbia grossolana.
Sintema della Certosa di Padula (PAD)	PADe2		Alternanze di argille grigie e nerastre, limo-sabbiosi passanti a sabbie limose marroni, con lenti ghiaiose e livelli torbosi.
	PADb		Depositi ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi fluviali e di conoide alluvionale costituiti da ghiaie a clasti eterometrici, con matrice limoso-sabbioso-argillosa talora prevalente.
Formazione di Albidona (ABD)	ABD		Clasti di calcareniti fittamente attraversate da vene calcitiche, immersi in una matrice fine costituita da siltiti-argilliti e clasti di ghiaie in abbondante matrice argilloso-limosa. In questa relazione, l'unità ABD sarà trattata come unità terrigena coesiva.
Complesso indifferenziato di Nemoli (UAS)	UAS1		Argilla sabbiosa-limosa, con presenza di ghiaia; Argilla limosa da consistente a molto consistente, con inclusi millimetrici.
	UAS2		Marne, arenarie e calcari marnosi; è diffuso un intervallo caotico, costituito da matrice argillosa contenente pezzame di calcareniti, rare brecciole e arenarie. Argilliti poco consistenti.
Dolomia Principale (DPR)	DPR		Dolomie

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

4.2 INQUADRAMENTO SISMICO

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di Esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sottosuolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto (considerati su sottosuolo rigido di riferimento) è definita dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- 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.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R), in base alla classificazione delle opere in progetto.

4.2.1 Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno

La Vita Nominale V_N di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$ anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;
- $V_N \geq 50$ anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $C_U=0.7$.
- Classe II: ... *omissis* ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... *omissis* Per le quali $C_U = 1.0$.
- Classe III: ... *omissis* ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... *omissis* ... Per le quali $C_U = 1.5$.
- Classe IV: ... *omissis* ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... *omissis* ... Per le quali $C_U = 2$.

Nel caso in esame si assume:

Classe d'uso IV ($C_U = 2.0$)

Pertanto, nel caso in esame, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2.0 = 200 \text{ anni}$$

4.2.2 Ulteriori parametri sismici

Per ulteriori dettagli circa l'inquadramento sismico, quali l'accelerazione di riferimento su suolo rigido, la risposta sismica locale (con particolare riferimento alla categoria di sottosuolo e al fattore di amplificazione sismica), si rimanda a quanto descritto nel capitolo 3 della Relazione Geotecnica, Doc.Rif. [9], e al documento specifico riguardante l'analisi di Risposta Sismica Locale, Doc.Rif. [13]. Per completezza, si riporta la suddivisione del tracciato in funzione della categoria di sottosuolo (Tabella 4-2)

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

ed il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti lungo il tracciato per i diversi periodi di ritorno (Tabella 4-3).

Tabella 4-2 Suddivisione del tracciato in funzione della categoria di sottosuolo e cat.topografica

Progressiva iniziale	Progressiva finale	Unità geo	Categoria di sottosuolo	Categoria di topografica
-1+050	3+750	PADe2/PADb	-(1)	-(1)
3+750	4+100	ABD	B	T2 ⁽²⁾
26+500	28+900	UAS	B	T2 ⁽²⁾
38+250	38+600	DPR/DEP	C	T2 ⁽²⁾
41+800	42+300	DEP	B	T2 ⁽²⁾
44+000	44+770	S1	C	T1

⁽¹⁾ non è stata assegnata una categoria di suolo nè una categoria topografica alla tratta appartenente al Vallo di Diano in quanto è stata oggetto di un'analisi di Risposta Sismica Locale, Doc.Rif. [13].

⁽²⁾ a titolo cautelativo, si considera una categoria topografica T2.

Per le verifiche sismiche delle trincee e rilevati, si è tenuto conto della suddivisione del tracciato come da Tabella 4-2 a sua volta basata sulla Relazione Geotecnica, Doc.Rif. [9]. Con riferimento alle coordinate associate alla progressiva 28+170 (40°03'08.0"N 15°46'40.8"E - 40.052212, 15.778012 - punto 2) e al sondaggio L1B-S67 (39°54'26.3"N 15°46'32.4"E - 39.907311, 15.775658 - punto 5), si considera:

Tabella 4-3 Valori dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max}

STATO LIMITE	Punto	tratta	T_R , anni	a_g (g)	SS (-)	ST (-)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	2	26+500 – 28+900	120	0.111	1.20	1.20	1.44	0.159
	5	44+000 – 44+770		0.089	1.50	1.00	1.50	0.133
SLD	2	26+500 – 28+900	201	0.145	1.20	1.20	1.44	0.209
	5	44+000 – 44+770		0.113	1.50	1.00	1.50	0.169
SLV	2	26+500 – 28+900	1898	0.391	1.02	1.20	1.22	0.477
	5	44+000 – 44+770		0.296	1.28	1.00	1.28	0.379
SLC	2	26+500 – 28+900	2475	0.431	1.00	1.20	1.20	0.517
	5	44+000 – 44+770		0.328	1.23	1.00	1.23	0.403

A seguito di analisi di risposta sismica locale [13], per quanto riguarda le opere riguardanti le unità PADe2 e PADb, l'accelerazione allo SLV a_{max} viene assunta pari a 0.29g.

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

5 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

5.1 CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Per le opere in esame sono svolte le seguenti verifiche (par. 6.2.4. del Doc. [1]):

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU);
- Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE).

Per ogni **Stato Limite Ultimo (SLU)** deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare (si vedano i paragrafi seguenti). Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto E_d tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.4.1 del Doc. [1]).

Per ogni **Stato Limite d'Esercizio (SLE)** deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'effetto dell'azione;

C_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito Progettista Strutturale).

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

5.2 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

In base a quanto indicato dalle NTC 2018 (Doc. [1]) le verifiche di sicurezza che devono essere condotte per opere costituite da materiali sciolti e per i fronti di scavo sono le seguenti:

5.2.1 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti e fronti di scavo devono essere eseguite secondo il seguente approccio (Par. C.6.8.6 Doc. [2]):

Approccio 1 - Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali sotto definiti.

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

essendo R resistenza globale del sistema calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto.

Facendo riferimento a quanto previsto al p.to 3.5.2.3.8 del Doc Rif. [3], per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali sulle azioni in Tabella 5-1 (Tab. 5.2.V del Doc. [1]).

I carichi variabili da traffico ferroviario da utilizzare nelle verifiche di stabilità saranno quelli dovuti al treno di carico LM71, senza incremento dinamico.

Tabella 5-1: coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 5.2.I del Doc. Rif. [1])

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

In Tabella 5-1 il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

I coefficienti parziali sui materiali risultano i seguenti (Tab. 6.2.II del Doc. [1]):

Tabella 5-2: coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	γ_ϕ	1.0	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.0	1.0

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

I coefficienti parziali sulle resistenze risultano i seguenti (Tab. 6.8.I del Doc. [1]):

Tabella 5-3: coefficienti parziali sulle resistenze (R2)

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

5.2.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Per i rilevati deve essere verificato che i cedimenti dell'opera e del terreno sottostante siano compatibili con la funzionalità dell'infrastruttura. Devono essere valutati sia i cedimenti immediati, sia quelli dovuti agli effetti della consolidazione primaria ed eventualmente a quella secondaria, ed il loro andamento nel tempo, in funzione delle caratteristiche dei terreni che costituiscono il terreno di fondazione.

Per i rilevati deve essere verificato in condizione SLE, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.5.3.2 del Doc. Rif. [1]), che gli spostamenti dell'opera in esame e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità della struttura e con la sicurezza e la funzionalità dei manufatti adiacenti.

Nello specifico, come riportato nel Doc. Rif.[3] è stabilito per i rilevati ferroviari un valore soglia degli spostamenti residui attesi, corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio (SLE), pari a 10 cm, valutati per un intervallo di tempo pari almeno alla vita nominale (VN=100 anni nel caso in esame). Come si indica nel paragrafo 3.8.1.3.4.2 del Doc. Rif. [3], "Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) di rilevati e trincee ferroviarie": *"In base alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei rilevati, in fase di progettazione va definito il programma di costruzione dei rilevati stessi in modo che gli assestamenti residui, valutati a far data dal completamento del piano di posa del ballast (compreso l'eventuale strato di sub ballast), per un intervallo di tempo pari almeno alla vita nominale, siano comunque inferiori a 10 cm. Si evidenzia, comunque, che si dovrà tenere conto dei cedimenti iniziali scontati prima del completamento del piano di posa del ballast."*

Nell'eventualità di costruzione dell'opera in affiancamento con linea esistente adiacente, dovrà esser inoltre verificato il rispetto degli *standard* di qualità geometrica del binario, in ottemperanza a quanto

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

riportato nel Doc. Rif. [3]. In particolare, dovrà esser verificato il Livello Trasversale XL, definito come nel Doc. Rif. [3], in modo che il cedimento differenziale tra le due rotaie sia minore di 10 mm.

5.3 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

5.3.1 Stati limite ultimi (SLU) - Verifica allo stato limite SLV

Per tutte le verifiche, l'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi Doc. [1]). Per le opere in oggetto, le verifiche agli Stati Limite Ultimi verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Le verifiche di sicurezza agli SLU in campo sismico devono contemplare la stabilità globale in condizioni sismiche delle opere in materiali sciolti, quali rilevati, e fronti di scavo che deve essere svolta 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 $\gamma_R = 1.2$ (vedasi Par.7.11.4 del Doc. [1]).

Come riportato al Par. 7.11.4 del Doc. [1] le verifiche possono essere condotte mediante metodi pseudostatici.

Inoltre, in condizioni sismiche, il coefficiente di combinazione ψ per il carico variabile da traffico ferroviario, da utilizzare nelle verifiche agli stati limite ultimi, deve essere posto pari a 0.2 (par.3.8.1.3.4.3 del Manuale di Progettazione, doc.rif.[3]). Per analogia, tale coefficiente verrà adottato anche relativamente al carico variabile da traffico stradale.

5.3.2 Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale allo SLV

Come descritto al Par. C7.11.4 del Doc. [2], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. [1] inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del Doc. Rif. [1], in mancanza di studi specifici, i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

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

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo a_{max} l'azione sismica di progetto, pari al prodotto tra la massima accelerazione alla base a_g ed il coefficiente S a sua volta pari al prodotto tra il coefficiente stratigrafico S_s ed il coefficiente topografico S_T .

Il coefficiente β_s di riduzione dell'accelerazione massima è pari a 0.38 per verifiche allo SLV di fronti di scavo o rilevati (Doc. [1]).

Nei casi in esame pertanto si ha, sulla base delle categorie di sottosuolo individuate al par. 4.2.2.

Tabella 5-4: parametri sismici

STATO LIMITE	tratta	T_R , anni	a_{max} (g)	K_h (-)	K_v (-)
SLV	0+000 – 1+135	1898	0.29	0.110	0.055
	26+500 – 28+900		0.48	0.181	0.0905
	44+000 – 44+770		0.38	0.144	0.0722



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	GE 00 06 001	B	26 di 86

6 APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

6.1 APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE SLU

Le verifiche geotecniche allo Stato Limite Ultimo riguardano il calcolo della stabilità globale di rilevati e trincee. Per le opere definitive sono state condotte verifiche sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche, mentre per le trincee provvisorie, che restano aperte per una durata inferiore a 2 anni, in accordo a quanto riportato nel Doc. [1], le verifiche sismiche sono state omesse. La verifica di stabilità corrispondente alle trincee provvisorie è contenuta nel documento [13], in quanto riferite ai pre-scavi propedeutici alla realizzazione delle gallerie artificiali.

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati e trincee è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Il coefficiente di sicurezza a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie e quella effettivamente mobilitata:

$$F_s = \frac{T_{disp}}{T_{mob}}$$

Il codice VSP implementato in Paratie Plus è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di stabilità, sia in campo statico sia in campo sismico (adottando il metodo pseudo-statico), per le verifiche richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti e fronti di scavo.

Il modulo VSP di Paratie Plus permette di calcolare la stabilità complessiva di un versante, di un fronte di scavo o di un rilevato in cui può o meno essere presente un'opera di sostegno flessibile. Paratie Plus utilizzando i metodi dell'equilibrio limite, prevede la possibilità di scegliere diversi metodi di analisi e permette di prendere in considerazione superfici di scorrimento definite con metodologie differenti.

In particolare, prevede il calcolo della stabilità per mezzo dei seguenti metodi:

- Metodo di Bishop semplificato;
- Metodo di Janbu semplificato;
- Metodo di Morgenstern & Price.

Tutti questi si basano sull'individuare una porzione di terreno instabile mobilitata lungo una potenziale superficie di scorrimento, suddividendo la regione di terreno mobilitata in conci verticali



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	GE 00 06 001	B	27 di 86

compresi tra la sommità del terreno e la superficie di scorrimento e applicando le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci. Poiché nella scrittura delle condizioni di equilibrio del singolo concio è necessario includere le azioni che esso scambia con i conci adiacenti, si ottiene un sistema risolvibile in cui le incognite (il coefficiente di sicurezza e le azioni interne fra i conci) superano le equazioni disponibili. La differenza fra i diversi metodi risiede nel modo in cui il problema viene reso staticamente determinato; in generale vengono introdotte ulteriori ipotesi, diverse da un metodo all'altro, relativamente alle azioni di interazione fra conci adiacenti.

Nelle analisi effettuate si è fatto riferimento al metodo di Morgenstern & Price che ipotizza che l'inclinazione delle forze tra i conci vari con la posizione x del concio, secondo una legge $f(x)$ nota a meno di un moltiplicatore λ introdotto come variabile aggiuntiva. Il coefficiente di sicurezza è ottenuto imponendo condizioni di equilibrio generali sia alla traslazione sia alla rotazione. Il metodo non richiede che la superficie di scorrimento sia un arco di cerchio.

Per la definizione delle superfici da analizzare, invece, Paratie Plus offre la possibilità di scegliere tra le seguenti metodologie:

- Archi di cerchio aventi centro noto e raggi compresi in un intervallo;
- Archi di cerchio entranti e uscenti in posizioni note;
- Griglia dei centri e limiti geometrici sui raggi;
- Superficie di scorrimento generica definita tramite una spezzata.

Per le analisi dei rilevati è stato utilizzato il secondo metodo e pertanto è stato definito un intervallo di entrata (a monte), uno di uscita (a valle) e il raggio massimo. Sulla base di questi intervalli il programma ha generato diversi archi di cerchio contraddistinti ovviamente da diversi centri. Sono state escluse, perché considerate non significative, le superfici di rottura corticali.

6.2 APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE SLE

Le verifiche geotecniche allo Stato Limite di Esercizio hanno riguardato il calcolo dei cedimenti del rilevato ferroviario. A tal scopo sono state considerate le sezioni ritenute più rappresentative per la tratta in esame.

Date le caratteristiche geotecniche dell'area sono stati valutati per mezzo di analisi FEM i cedimenti di consolidazione primaria e poi, se necessario, i cedimenti secondari con formulazione analitica, nel

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

caso la caratterizzazione geotecnica abbia evidenziato la presenza di Argille Attive, come riportato nel Doc. Rif. [9].

Per i materiali granulari è stato adottato il legame costitutivo di Mohr Coulomb (MC), mentre che per i materiali con comportamento coesivo è stato adottato il legame costitutivo di Soft-Soil (SS).

6.2.1 Consolidazione primaria - Fasi dell'analisi FEM

Il calcolo della consolidazione primaria mediante analisi FEM dei rilevati avviene per fasi, differenti in ciascuna sezione analizzata e dipendenti principalmente dalla geometria del nuovo rilevato e dalla presenza di altre strutture esistenti.

Per la modellazione delle sezioni di rilevati è stata adottata la seguente procedura in termini generali:

- Fase geostatica di inizializzazione del modello;
- Fasi di applicazione degli eventuali carichi esistenti e consolidazione a 50 anni dei rilevati esistenti, se presenti;
- Fasi di costruzione del rilevato in strati di 1 – 1.5 m d'altezza (durata complessiva 6 mesi) e 18 mesi di consolidazione (durata totale di questa fase pari a 2 anni);
- Fase di applicazione del carico dovuto al pacchetto di armamento ferroviario del nuovo rilevato (in caso di rilevato ferroviario) in 1 giorno; a partire dall'inizio di questa fase, ha inizio il calcolo del cedimento residuo;
 - Fase di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 6 mesi;
 - Fase di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 1 anno;
 - Fase di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 2 anni;
 - Fase di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 5 anni;
 - Fase di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 10 anni.
 - Fase di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 20 anni.

6.2.2 Consolidazione secondaria - Valutazione dei cedimenti tramite formulazione semplificata

Stante la natura dei materiali coesivi incontrati, laddove la possibilità di sviluppo di cedimenti secondari non sia ritenuta trascurabile, al contributo di cedimento residuo dovuto alla consolidazione

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

primaria calcolato con il modello ad elementi finiti con il codice di calcolo Plaxis sono stati poi sommati quelli dovuti alla consolidazione secondaria.

Tale contributo è stato valutato tenendo su uno spessore coerente con gli incrementi tensionali indotti dalla realizzazione del rilevato e dalla successiva applicazione dei sovraccarichi (ballast per le opere ferroviarie, sovrastruttura stradale per le opere stradali).

In particolare la variazione rispetto alle condizioni geostatiche è stata valutata in corrispondenza della fase di applicazione del ballast, valutando il $\Delta\sigma_v$ in corrispondenza di una sezione verticale posizionata in corrispondenza dell'asse del rilevato/scatolare.

Per la valutazione dei cedimenti secondari legati alla componente viscosa dei terreni è stata adottata la seguente procedura:

- Valutazione del tempo di inizio consolidazione secondaria sulla base della curva cedimenti tempo, in corrispondenza del tempo in cui si è sviluppato il 99% del cedimento primario.
- Definizione dello spessore di calcolo corrispondente alla profondità di terreno sino alla quale il rapporto $\Delta\sigma_v$ risulta circa 10% della tensione geostatica iniziale. Si è verificato che grossomodo questo spessore è approssimabile alla larghezza dell'impronta del rilevato. In caso di presenza di trattamenti colonnari, la profondità di riferimento sarà pari allo spessore equivalente della profondità di terreno sino alla quale il rapporto $\Delta\sigma_v$ risulta circa 10% della tensione geostatica iniziale, ridotta poi per una lunghezza pari a quella delle colonne in DCM.

Per il calcolo dei coefficienti di consolidazione secondaria, è stato fatto riferimento alle prove di laboratorio specifiche per le unità geotecniche in esame. Per ulteriori approfondimenti si rimanda al documento citato e a quanto riportato nella relazione geotecnica (Doc. [N.15])

Il calcolo dei cedimenti dovuti a fenomeni viscosi avviene per mezzo della seguente equazione:

$$s_s = \sum_1^n \log\left(\frac{t}{t_{100i}}\right) \cdot c_{\alpha\beta,i} \cdot h_i$$

essendo:

- s_s = cedimento secondario (m);

- t = tempo generico a partire dall'inizio dei lavori (s), $t = 102$ anni, corrispondente a un tempo a partire dall' applicazione del carico pari a $a = 100$ anni; si è considerata infatti una durata delle lavorazioni che portino alla posa in opera del ballast pari a 2 anni, e successivamente 100 anni di esercizio ferroviario, per un totale dunque di 102 anni

- $t_{100,i}$ = tempo a partire dal quale si calcolano i cedimenti indotti da consolidazione secondaria, considerando $t=0$ l'istante di tempodi inizio dei lavori; per distinguerlo dal tempo di esaurimento della consolidazione primaria, da qui in avanti tale quantità sarà denominata t_{sec} (anni);

- h_i = altezza dello strato i -esimo di terreno interessato da consolidazione secondaria (m);
- n = numero di strati di terreno interessato da consolidazione secondaria (-);
- $C_{\alpha,\varepsilon}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nello strato i -esimo.

In presenza di più strati interessati potenzialmente da consolidazione secondaria, saranno utilizzati i valori dei coefficienti $C_{\alpha,\varepsilon}$, mediando il valore sullo spessore degli strati di terreno coinvolti.

7 ANALISI DELLE SEZIONI DI CALCOLO

7.1 SELEZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO

Per l'esecuzione delle verifiche è stata selezionata una sezione rappresentativa in trincea ferroviaria e due sezioni in rilevato (ferroviario), ritenute quelle maggiormente rappresentative in funzione dell'assetto stratigrafico e della geometria della sezione.

Per le trincee si sottolinea che la geometria analizzata corrisponde alla fase provvisoria (i.e. precedente alla messa in opera del ballast), cioè alla condizione di massima altezza di scavo; per questo motivo è da considerarsi la condizione più critica.

L'analisi della trincea è stata eseguita sull'unità geotecnica UAS1, verificando la massima altezza di scavo (4,5 m), oltre la quale sono previste opere di sostegno.

Tabella 7-1: Trincee - sezioni di analisi.

Sezione	Progressiva (BP=binario pari)	Unità geotecnica	Altezza scavo max.* (m)	Pendenza Scavo	Paragrafo
1 - Trincea ferroviaria	27+444 – 27+463; 27+596-27+622 (TR04, BP)	UAS1	4,5	3H:2V	7.4

*in fase provvisoria, precedente all'applicazione dell'armamento ferroviario/ della sede stradale

Per quanto riguarda i rilevati, si è stabilito di eseguire le analisi sulle seguenti sezioni:

Tabella 7-2: rilevati ferroviari e stradali – sezioni di analisi.

Sezione	Rilevato di riferimento	Altezza rilevato (m)	Unità geotecnica	Paragrafo
Rilevato ferroviario 1	RI01 (BP)	10.0	PADe2	7.5, 7.6
Rilevato ferroviario 2	RI11A (BP)	5,5	S1	7.7

Dalla tabella si evince che la sezione di riferimento No.1 risulta quella relativa al PADe2 lungo il Vallo di Diano; non sono state previste analisi di predimensionamento basate sulla stima dei cedimenti su ulteriori sezioni in quanto le caratteristiche geotecniche degli altri terreni su cui sono previsti rilevati (UAS2 e S1) risultano più affidabili. Per maggior cautela, è stata eseguita l'analisi di stabilità per il rilevato in S1 in quanto soggetto ad azioni sismiche maggiori rispetto a quelle considerate per il Vallo di Diano (i.e. per il rilevato ferroviario No.1).

In base a queste considerazioni, si è analizzato il rilevato ferroviario di massima altezza con doppio binario AV in PADe2 (analisi di stabilità e verifica dei cedimenti) ed rilevato ferroviario di massima altezza con doppio binario AV in S1 (analisi di stabilità).

Per i rilevati vengono considerati i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente, secondo quanto indicato dal Manuale di Progettazione RFI. I valori dei parametri meccanici degli strati di rilevato trattati a calce sono stati assunti sulla base delle esperienze dirette e delle conoscenze sviluppate da Italferr su altri cantieri, anche a seguito di numerosi campi prova che hanno fornito un nutrito *database* di informazioni provenienti da prove di laboratorio.

Tabella 7-3: Parametri geotecnici per i rilevati

Strato	Legame costitutivo	γ	ϕ'	c'	E'
[-]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]
Nuovo Rilevato ferroviario "standard"	Mohr Coulomb	20	38	0	30
Nuovo Rilevato ferroviario stabilizzato a calce	Mohr Coulomb	17	30	50	30

Nelle analisi di stabilità globale sono stati simulati i 42 cm relativi al supercompattato e sub-ballast considerando i parametri caultelativi indicati in tabella sottostante.

Tabella 7-4: Parametri geotecnici per base di supercompattato e sub-ballast

Strato	Legame costitutivo	γ	ϕ'	c'	E'
[-]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]
Supercompattato e sub-ballast	Mohr Coulomb	19	40	10	30

7.2 CARICHI DI PROGETTO

7.2.1 Rilevati e trincee ferroviarie

I carichi di progetto considerati nelle analisi delle opere ferroviarie del presente documento sono i seguenti:

- Carico rappresentativo del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie); tale carico è considerato solamente nelle verifiche dei rilevati (SLE, SLU, SLV), in quanto per le trincee questo carico avrebbe una funzione stabilizzante;
- Sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario; tale carico è considerato solamente nelle verifiche di stabilità globale SLU e SLV dei rilevati, in quanto agirebbe come fattore stabilizzante per le trincee; nelle verifiche SLE, concordemente con quanto riportato nel manuale di progettazione RFI, non si considera il sovraccarico ferroviario
- Sovraccarico accidentale di 10 kPa per tenere in conto dell'eventuale presenza di mezzi di cantiere sulla sommità delle trincee;
- Azione sismica per le analisi di stabilità: tale carico è considerato solamente nelle verifiche delle trincee e dei rilevati allo SLV.

L'armamento ferroviario, come da Manuale di Progettazione (Doc. Rif.[3]), è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita pari a 14.4 kPa, rappresentativo di uno strato di spessore pari a circa 0.80 m con un peso pari a 18 kN/m³. Il carico è stato applicato sulla sommità del rilevato su una fascia di larghezza pari a 9.9 m quando ci sono due binari paralleli, con distanza di 4.5 m (nelle tratte AV) tra gli assi.

Il sovraccarico da traffico ferroviario è stato valutato, in accordo a quanto riportato nel Doc. Rif.[3], considerando il treno di carico LM71 (con $\alpha=1.1$) che per i casi in esame risulta essere più gravoso rispetto al treno di carico SW2. In particolare, si è fatto riferimento ai quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m e pertanto si è considerato un carico di $\alpha \cdot Q_{vk}/i = 1.1 \cdot (4 \cdot 250) / (4 \cdot 1.6) = 171.88$ kN/m. Per riportare tale carico dalla traversina, di larghezza pari a 2.6 m, al piano al di sotto dell'armamento si è considerata una diffusione con pendenza 1H:4V su un'altezza di 40 cm. Pertanto, la pressione equivalente per ogni linea ferroviaria è stata considerata applicata su una fascia di larghezza pari a 2.8 m, centrata in corrispondenza dell'asse della linea ferroviaria, e pari a 61.4 kPa.

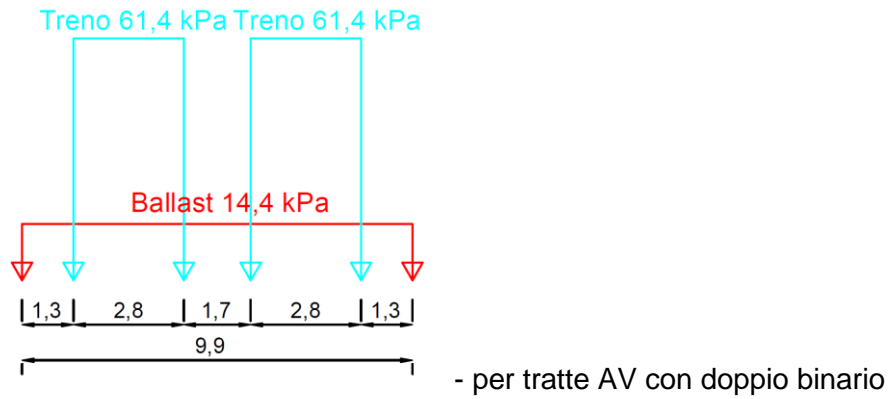


Figura 7.1: diagramma di applicazione del sovraccarico del ballast e del traffico ferroviario.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si rimanda al paragrafo 5.3.2 del presente documento.

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

7.3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Come già accennato, i risultati delle analisi svolte, che saranno illustrati nei paragrafi successivi, hanno evidenziato che i cedimenti dovuti alla realizzazione dei rilevati in assenza di interventi sono superiori ai valori di ammissibilità richiesti dal Manuale di Progettazione.

Considerate tali premesse, e considerate le conseguenze che esse comportano (in particolare sull'esercizio ferroviario), è stato necessario prevedere interventi *Deep Cement Mixing* finalizzati al contenimento dei cedimenti. L'intervento verrà illustrato nei paragrafi seguenti.

Inoltre, per accelerare la consolidazione primaria e far sì che il cedimento residuo a far data dalla posa in opere del ballast sia compatibile con i requisiti previsti (cedimento residuo <10 cm), è previsto che trascorrano 24 mesi tra l'inizio della costruzione del rilevato e la posa in opere del ballast. Nei 24 mesi è ipotizzata infatti la costruzione del corpo del rilevato in 6 mesi e una fase di consolidazione di durata 18 mesi.

Per completezza, nel paragrafo 7.3.2 si introducono i trattamenti colonnari previsti per minimizzare il potenziale di liquefazione nei terreni dove sono posti i rilevati lungo la tratta finale di Praia a Mare.

7.3.1 *Deep Cement Mixing*

Lo scopo del DCM è quello di realizzare un consolidamento diffuso del terreno, costituito da colonne verticali le cui caratteristiche di rigidezza sono inferiori a quelle del classico palo in calcestruzzo e, quindi, maggiormente compatibili e confrontabili con quelle del terreno circostante. Per ciò che riguarda la rigidezza delle colonne, si è fatto riferimento a una rigidezza pari a 750MPa, prendendo a riferimento i valori noti in letteratura tecnica e osservati peraltro anche in altri interventi RFI realizzati su terreni simili. Nello svolgimento delle analisi, a favore di sicurezza, si è assunto un valore ridotto del 20%, pari dunque a 600MPa.

In particolare, il calcolo dei cedimenti indotti nei terreni dopo l'esecuzione del trattamento colonnare è stato condotto considerando per lo strato di terreno consolidato un valore del modulo edometrico mediato tra quello delle colonne e quello del terreno originario.

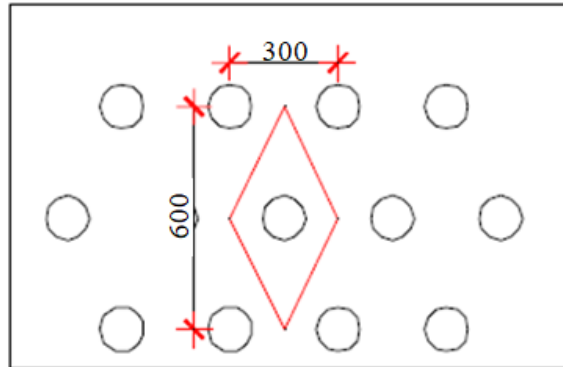


Figura 7.2 Schema interventi

In particolare, di seguito sono elencati geometria e parametri assunti nel calcolo:

$D =$ diametro della colonna = 1,0 m

$a =$ interasse = 3,0 m

$$A_{MagliaTerreno} = a^2 = 9,00 \text{ m}^2$$

$$A_{Palo} = \frac{(\pi \cdot D^2)}{4} = 0,7854 \text{ m}^2$$

$$E_{Ed\ Colonna} = 600000 \text{ kPa}$$

$$E_{Ed\ Medio} = \frac{(E_{Ed\ terreno} \cdot (a^2 - A_{Palo}) + E_{Ed\ Colonna} \cdot A_{Palo})}{a^2}$$

Alla luce delle modeste caratteristiche meccaniche dei terreni coesivi presenti, adottando un modulo edometrico per il terreno di 21 MPa (vedi paragrafo 8.4.3.1 della Relazione Geotecnica, doc.rif.[11]), tipico dei terreni presenti nel Vallo di Diano, si ottiene il valore del modulo edometrico del terreno trattato:

$$E_{Ed\ Medio} = 60 \text{ MPa.}$$

Per quanto concerne la permeabilità relativa a tale trattamento, per le porzioni di terreno trattato si è considerata l'influenza sulle permeabilità apportata dalle colonne in DCM, motivo per cui è stato considerato un valore unico per il terreno trattato pari a un ordine di grandezza inferiore rispetto ai terreni presenti (ovvero pari a $k_h=1E-8$ m/s e $k_v=1E-9$ m/s).



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	GE 00 06 001	B	37 di 86

Per il peso dell'unità di volume, dato che l'intervento in Deep Cement Mixing coinvolge prevalentemente terreni a grana fine, è stato considerato un valore medio ponderato tra il peso degli strati coinvolti e quello del DCM, ottenendo in definitiva un valore pari a 18,3 kN/m³.

Tutti i valori relativi all'intervento in DCM andranno confermati successivamente, nelle successive fasi progettuali, con apposito campo prova.

7.3.1.1 Deep Cement Mixing in condizioni non drenate

Nelle analisi di stabilità in condizioni non drenate alla resistenza al taglio c_u è stato assegnato un valore medio tra quello delle colonne di terreno consolidato, posto pari a 500kPa, da confermare con apposite prove, e quello del terreno in posto. Con riferimento allo schema mostrato in Figura 7.2 :

$$C_{u\text{ Colonna}} = 500 \text{ kPa}$$

$$C_{u\text{ Medio}} = \frac{(C_u \cdot (a^2 - A_{\text{Palo}}) + C_{u\text{ Colonna}} \cdot A_{\text{Palo}})}{a^2}$$

Adottando una resistenza non drenata per il terreno di 75 kPa (Doc.Rif. [9]), si ottiene: $C_{u\text{ Medio}} = 90 \text{ kPa}$.

7.3.1.2 Deep Cement Mixing in condizioni drenate

I parametri geotecnici del terreno trattato tramite Deep Cement Mixing nel caso delle analisi di stabilità eseguite in condizioni drenate sono stati definiti sulla base dello studio condotto da Mitchell (1976), Doc.Rif. [14]. In particolare, lo studio suggerisce la seguente relazione che consente la stima della coesione efficace in relazione al valore di resistenza a compressione monoassiale q_u :

$$c = 48.265 + 0.255 q_u$$

Inoltre, nonostante la suddetta relazione fornisca un valore di c' del terreno trattato pari a 273.3 kPa ($q_u = 1 \text{ MPa}$), nelle analisi è stato assunto cautelativamente un valore di coesione efficace derivante dalla seguente media pesata:

$$c'_{Medio} = \frac{(c'_{terreno} \cdot (a^2 - A_{palo}) + c'_{Colonna} \cdot A_{palo})}{a^2}$$

in cui l'interesse a e l'area del palo A_{palo} sono stati definiti come nello schema di Figura 7.2 , mentre $c'_{colonna}$ è stato cautelativamente assunto pari a 273.3 kPa e $c'_{terreno}$ è stato assunto pari a 5 kPa (Doc.Rif. [9]), ottenendo così un valore di c'_{medio} pari a 28,4 kPa.

Per quanto concerne l'angolo di resistenza al taglio ϕ' , sebbene diversi studi geotecnici suggeriscano per trattamenti condotti in terreni a grana fina valori compresi tra 32° e 36°, nelle analisi di stabilità si assume un angolo di resistenza al taglio prossimo a quello del terreno non trattato ($\phi' = 22^\circ$, Doc.Rif. [9]).

7.3.2 Colonne in ghiaia

Per i rilevati ubicati nel settore finale del tracciato a Praia a Mare, sarà necessario eseguire degli interventi di trattamento del terreno di fondazione, al fine di ridurre il rischio legato al fenomeno della liquefazione, come riscontrato nella Relazione Geotecnica Doc.Rif. [9]. Si prevede di eseguire colonne di ghiaia aventi diametro $D=800$ mm, interasse $i=2.4$ m e lunghezza pari a $L=8$ m.

I dettagli di questa tipologia di intervento sono indicati nell'elaborato grafico RC2A.C.1.R.11.WB.IF.00.0.0.003.A, Doc.Rif. [8].

7.4 ANALISI TRINCEA N.1 IN UAS1

In questo paragrafo si analizza la scarpata definitiva con massima altezza che potrà realizzarsi nell'unità geotecnica UAS1. Si prende come modello geotecnico quello corrispondente alla trincea TR04, compresa tra i rilevati RI04 e RI05. Si analizza la scarpata con il dislivello maggiore (4,5 m di altezza) e con pendenza 3H:2V; oltre tali altezze sono previste in progetto opere di sostegno nella parte inferiore della scarpata.

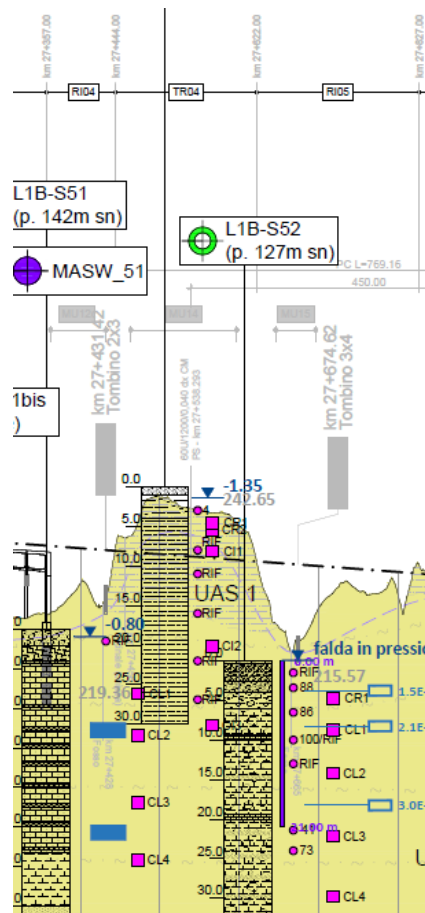


Figura 7.3: modello geotecnico per la TR04

In base a quanto riportato nel profilo geotecnico Doc.Rif. [10], la falda di progetto è ubicata a 4.5 m dal piano campagna; nelle analisi si considererà la falda coincidente con il fondo scavo.

I parametri geotecnici caratteristici assunti sono quelli riportati nella tabella sottostante. Si fa notare che per le verifiche delle trincee si è ritenuto opportuno considerare valori della coesione efficace più

cautelativi rispetto a quanto fatto per le altre opere. Tale decisione deriva dal voler tenere in conto il fatto che si tratta di tagli negli spessori più superficiali delle unità, quindi generalmente più alterate o comunque soggette all'effetto di agenti esogeni, soprattutto a lungo termine.

Tabella 7-5: Parametri geotecnici.

U.G.	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	C_u (kPa)	Φ' (°)
UAS1	21	15 ⁽¹⁾	200	19

⁽¹⁾in generale, il valore di c' su cui ci si è orientati è pari circa al 50% del valor medio relativo all'intervallo definito nelle Relazione Geotecnica [9].

Il modello di calcolo analizzato è riportato nella seguente figura.

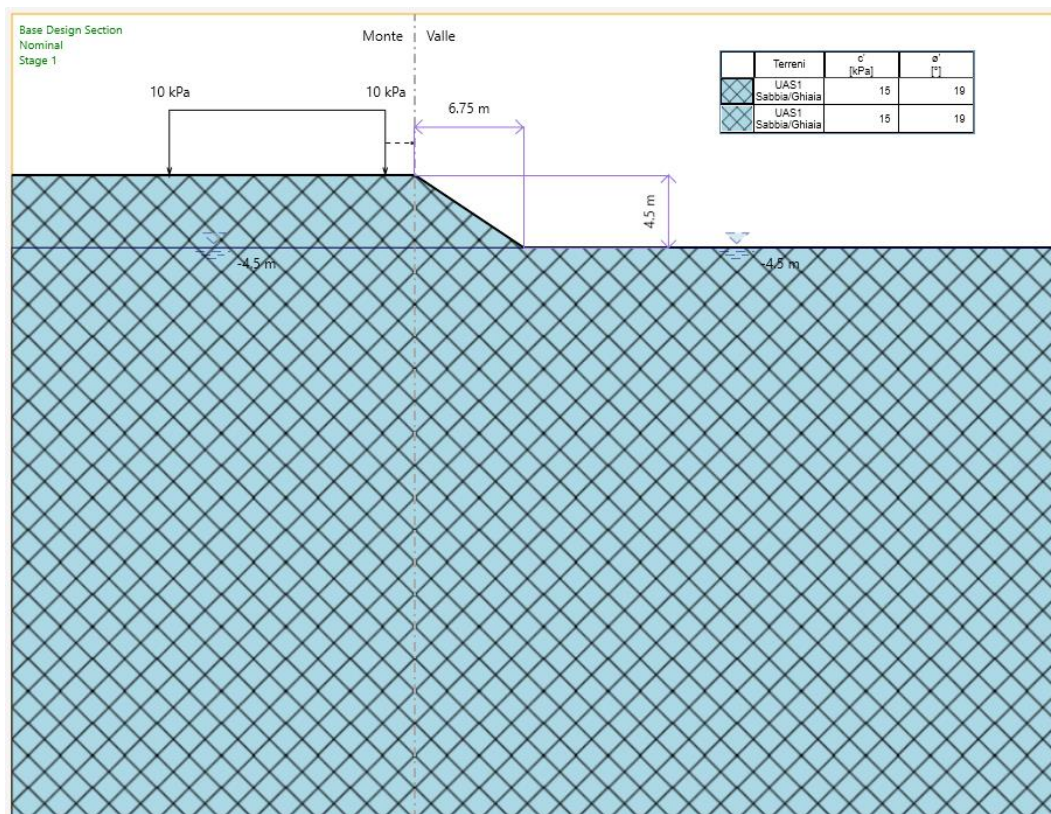


Figura 7.4: modello di calcolo.

7.4.1 Analisi in condizioni statiche in condizioni drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità eseguite in condizioni di stato limite ultimo in assenza di azione sismica. Nelle medesime figure sono inoltre riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto.

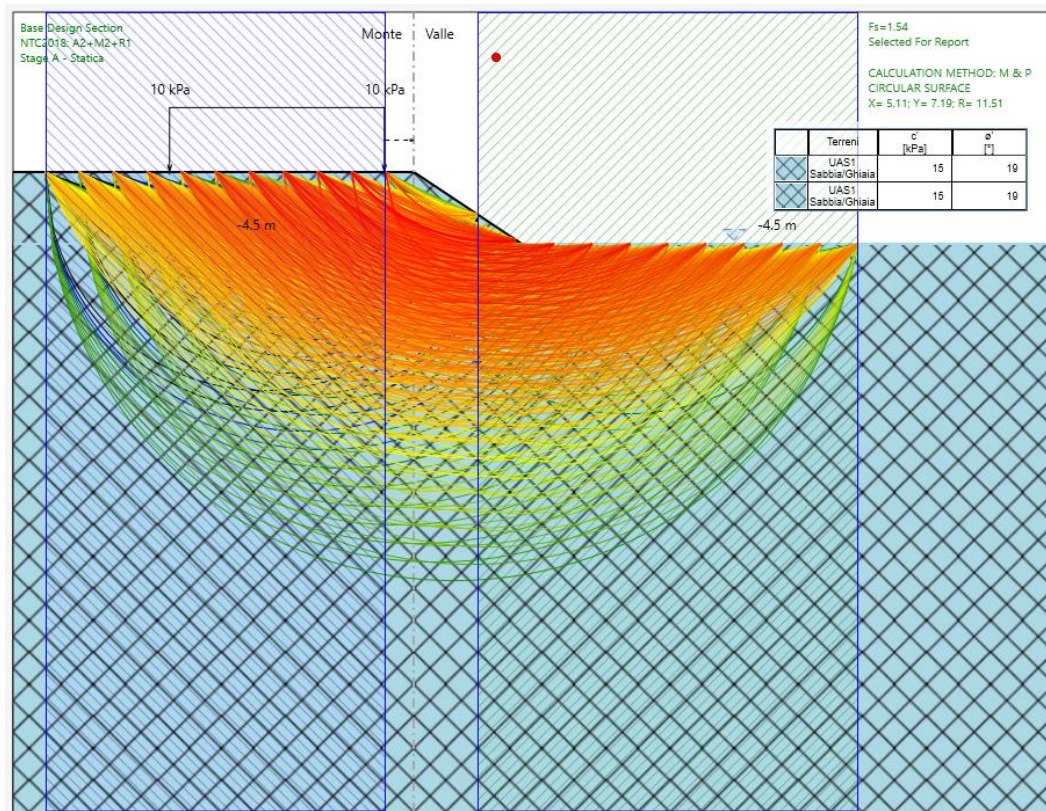


Figura 7.5: Trincea UAS1 H=4.5 m _superfici analizzate (SLU:A2+M2+R2) – cond.drenate.

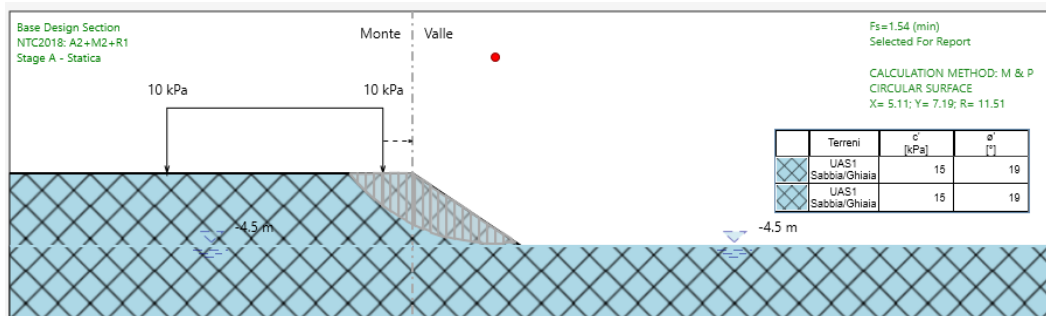


Figura 7.6: Trincea UAS1 H=4.5 m _superficie di scorrimento critica (SLU:A2+M2+R2) – cond.drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.54$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$

, considerando una risposta drenata dei terreni presenti, la verifica di stabilità globale allo SLU in condizioni statiche risulta soddisfatta.

7.4.2 Analisi in condizioni sismiche in condizioni drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di stabilità eseguite in condizioni sismiche, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), considerando un comportamento del terreno in sito drenato. Nelle medesime figure sono riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto. La combinazione di carico considerata allo SLV è (SISMICA GEO: coefficienti unitari).

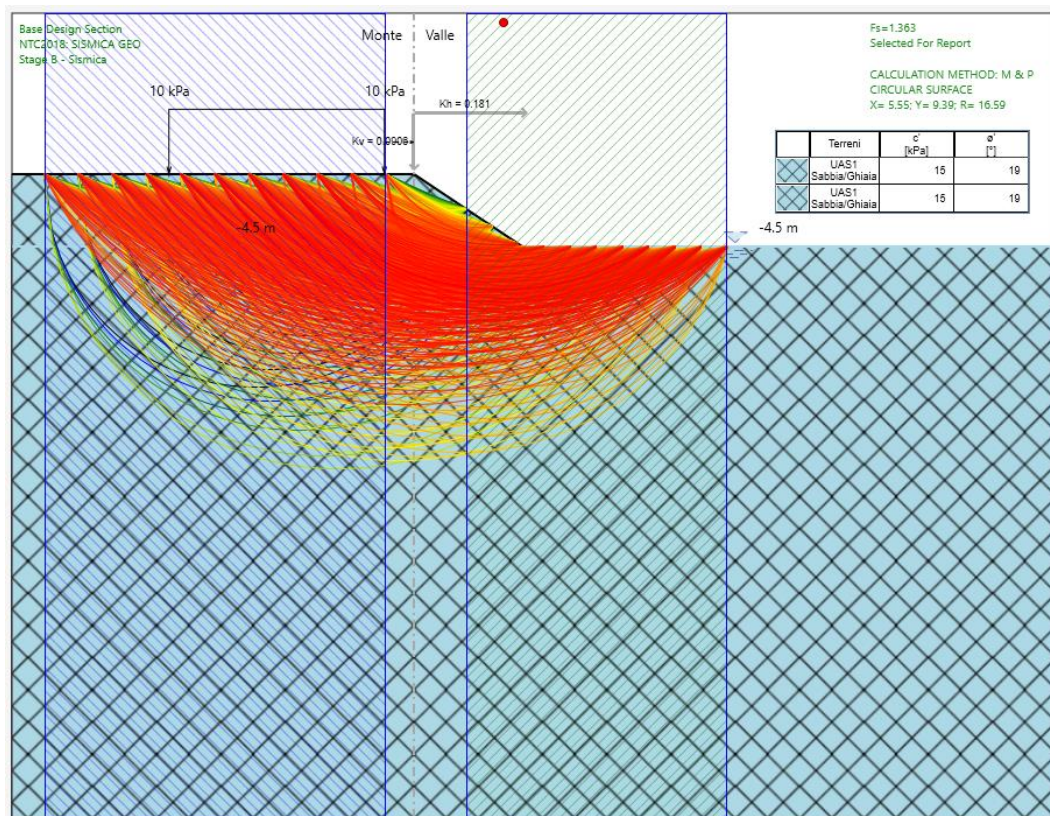


Figura 7.7: Trincea UAS1 H=4.5 m_ superfici analizzate kv (+) (SLV) – cond.drenate.

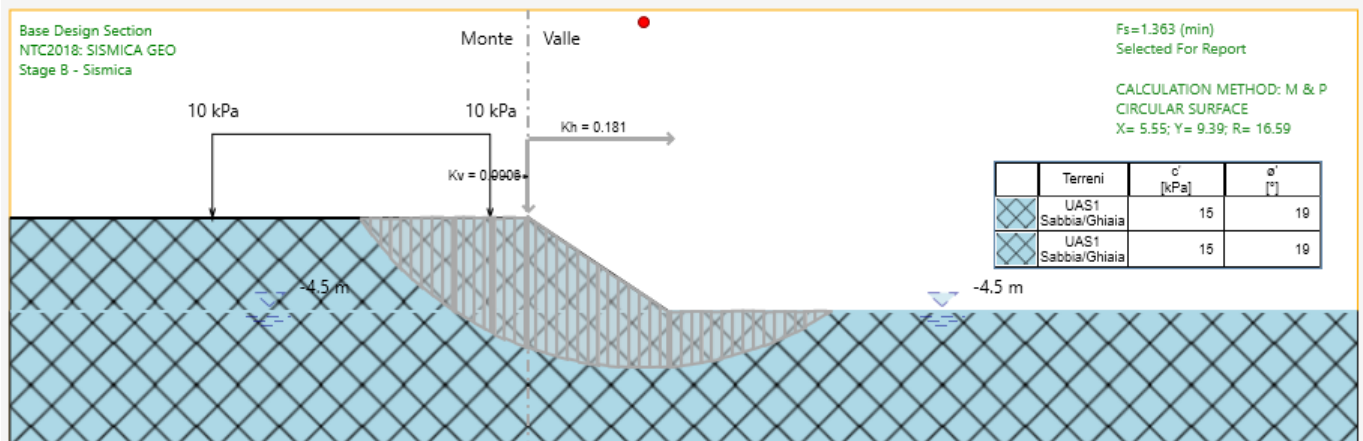


Figura 7.8: Trincea UAS1 H=4.5 m _ superficie di scorrimento critica kv (+) (SLV) – cond.drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.36$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.20$

, considerando una risposta drenata dei terreni presenti, la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche allo SLV risulta soddisfatta.

7.4.1 Analisi in condizioni statiche in condizioni non drenate

A completamento delle analisi mostrate ai paragrafi precedenti, si riportano di seguito i risultati ottenuti considerando una risposta non drenata dei terreni presenti al di sotto del livello di falda sia per la condizione statica che sismica.

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità allo SLU. Nelle medesime figure sono riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto.

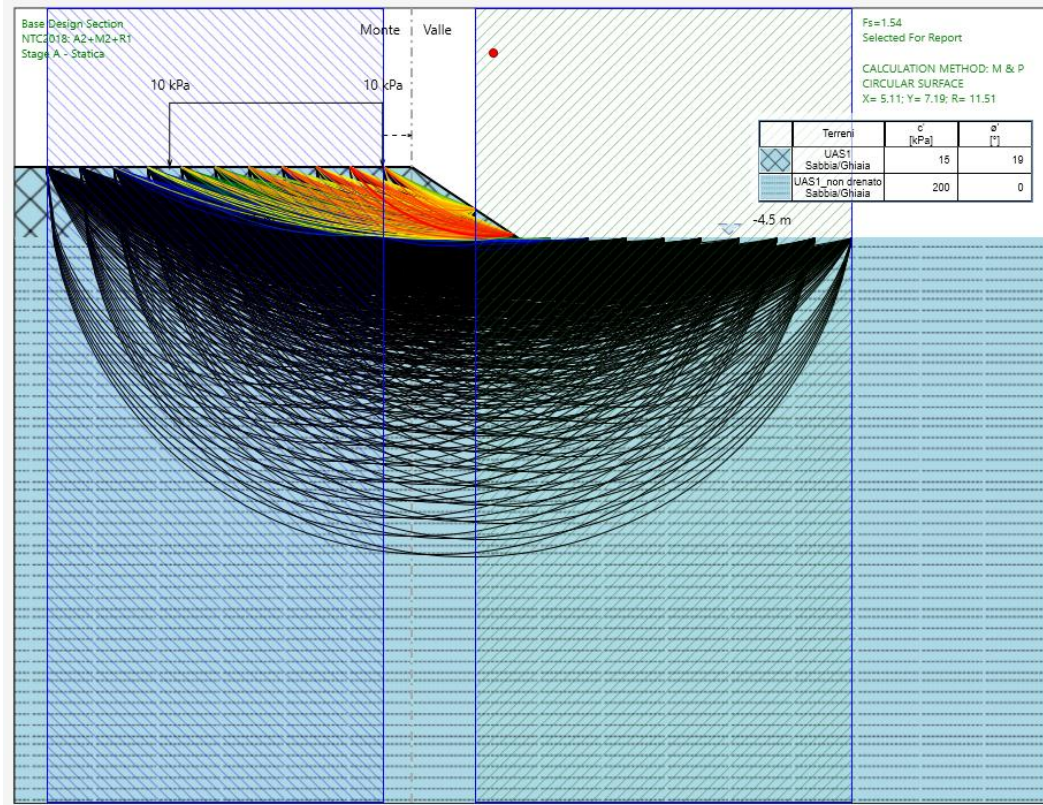


Figura 7.9: Trincea UAS1 H=4.5 m _superfici analizzate (SLU:A2+M2+R2) – cond.non drenate.

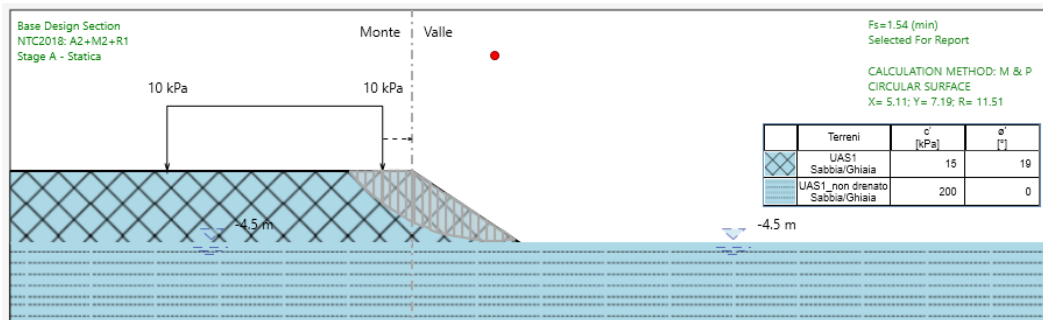


Figura 7.10: Trincea UAS1 H=4.5 m _ superficie di scorrimento critica (SLU:A2+M2+R2) – cond.non drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.54$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$

, la verifica di stabilità globale allo SLU, considerando una risposta non drenata dei terreni sotto falda, risulta ampiamente soddisfatta.

7.4.2 Analisi in condizioni sismiche in condizioni non drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità eseguite in condizioni sismiche allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), considerando una risposta non drenata dei terreni presenti sotto al livello di falda. Nelle medesime figure sono riportare le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto. La combinazione di carico considerata allo SLV è (SISMICA GEO: coefficienti unitari).

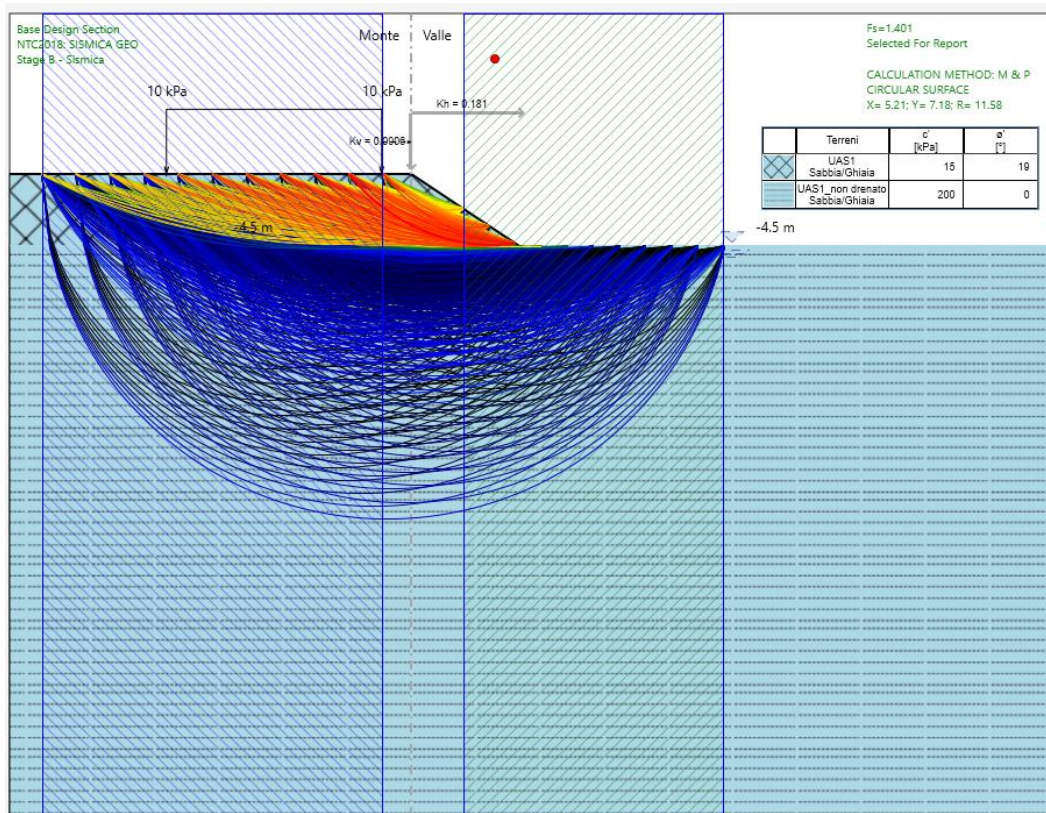


Figura 7.11: Trincea UAS1 H=4.5 m _ superfici analizzate kv (+) (SLV) – cond.non drenate.

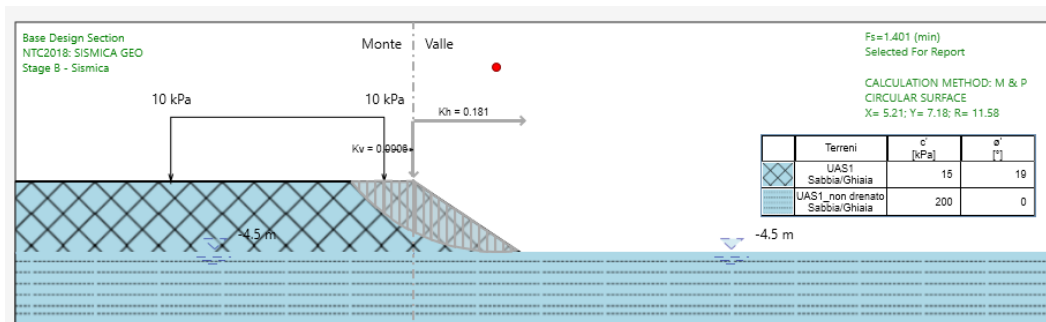


Figura 7.12: Trincea UAS1 H=4.5 m _ superficie di scorrimento critica kv (+) (SLV) – cond.non drenate.



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	GE 00 06 001	B	46 di 86

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.40$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.20$

, la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche allo SLV risulta soddisfatta anche in presenza di una risposta non drenata dei terreni presenti.

7.5 ANALISI RILEVATO N.1 IN PADE2 - SENZA TRATTAMENTI

Il rilevato qui analizzato è rappresentativo della geometria del rilevato RI01 ubicato lungo il Vallo di Diano: presenta un'altezza massima pari a circa 10 m ed è realizzato con scarpate di pendenza 3H:2V; ospiterà una linea a doppio binario. Si fa presente che si realizzeranno i primi 3 metri di con materiale argilloso proveniente dagli scavi, ovviamente stabilizzato a calce; inoltre, come si verrà in seguito, per esigenze di verifica sismica, si realizzerà una banca di larghezza pari a 2 m tra la scarpata superiore di altezza 4.5 m, e quella inferiore di altezza 5.5 m. Per la geometria del rilevato si rimanda alla sezione tipo indicata in Figura 3.3. Questa prima analisi che non considera la presenza del trattamento con colonne DCM è finalizzata a dimostrare la necessità del trattamento in fondazione; per la verifica definitiva nella quale si tiene conto dell'effetto del DCM si rimanda al paragrafo successivo.

Il modello geotecnico è rappresentato dalla successione stratigrafica caratterizzata dai parametri meccanici sintetizzati nella seguente tabella. La falda di progetto è stata posizionata a 1 m sotto il piano di campagna.

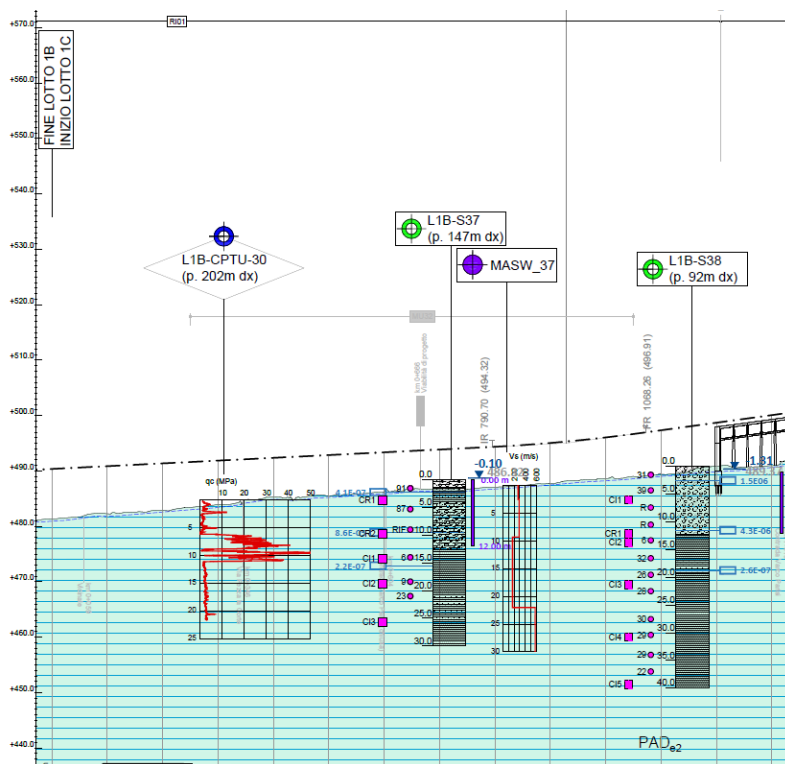


Figura 7.13: sezione rilevato RI01 nel profilo geotecnico.

Il modello geotecnico è rappresentato dalla successione stratigrafica caratterizzata dai parametri meccanici sintetizzati nella seguente tabella. La falda di progetto si considera posizionata a 1 m sotto il piano di campagna.

Tabella 7-6: parametri geotecnici caratteristici.

U.G.	Da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	c _u (kPa)	Permeabilità (m/s)	E' (MPa)	C α ϵ	e _{init}	OCR
Nuovo Rilevato ferroviario "standard"	+10	+3.0	20.0	0	38	NA	k _x =k _y =1.0E-5	30	-	-	-
Nuovo Rilevato ferroviario stabilizzato a calce	+3	0	17.0	50	30	400	k _x =k _y =1.0E-5	30	-	-	-
PADe2 (< 15m da pc)	0	-15	18.5	5	22	75	k _x =1.0E-7 k _y =1.0E-8	Vedi par. 7.5.3	0.2%	1	3
PADe2 (15-30m da pc)	-15	-30	18.5	5	22	100**	k _x =1.0E-7 k _y =1.0E-8	Vedi par. 7.5.3	0.2%	1	2
PADe2 (oltre 30m da pc)	<-30	-	18.5	5	22	125**	k _x =1.0E-7 k _y =1.0E-8	Vedi par. 7.5.3	0.2%	1	1

*si assume fittiziamente come riferimento p.c.=0 m

**il valore di coesione non drenata aumenta con la profondità come dettagliato nella relazione geotecnica, doc.Rif.[9]; in ogni caso, cautelativamente, nelle analisi di stabilità si considera una c_u=75kPa.

Come indicato in Figura 3.3, i primi 3 metri di rilevato posti sopra il piano di campagna sono stati considerati con parametri geotecnici migliorati per tenere in conto il trattamento a calce.

Il parametro C α ϵ è il coefficiente di consolidazione secondaria, riferito ad una curva "deformazioni" ϵ – "tempo" logt (per dettagli si rimanda alla relazione geotecnica, doc.Rif.[11]).

7.5.1 Analisi di stabilità globale

Il modello di calcolo analizzato è riportato nella seguente figura.

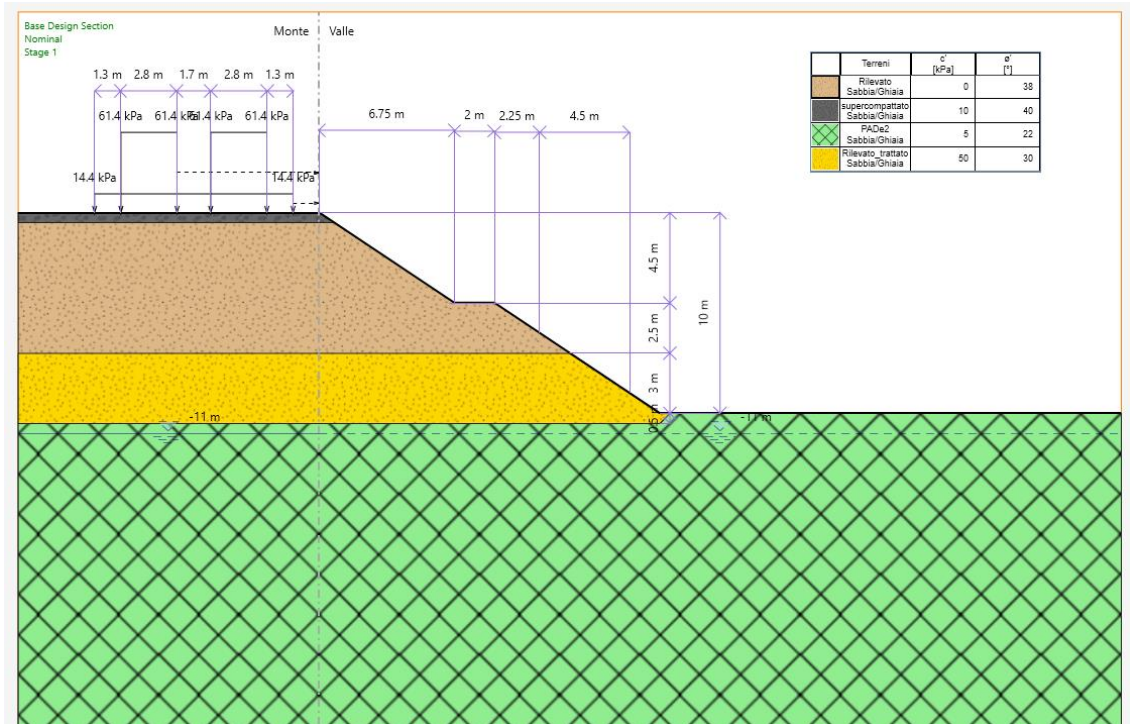


Figura 7.14: modello di calcolo.

7.5.1.1 Analisi di stabilità globale in condizioni statiche in condizioni drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità eseguite in condizioni di stato limite ultimo in assenza di azione sismica. Nelle medesime figure sono inoltre riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto.

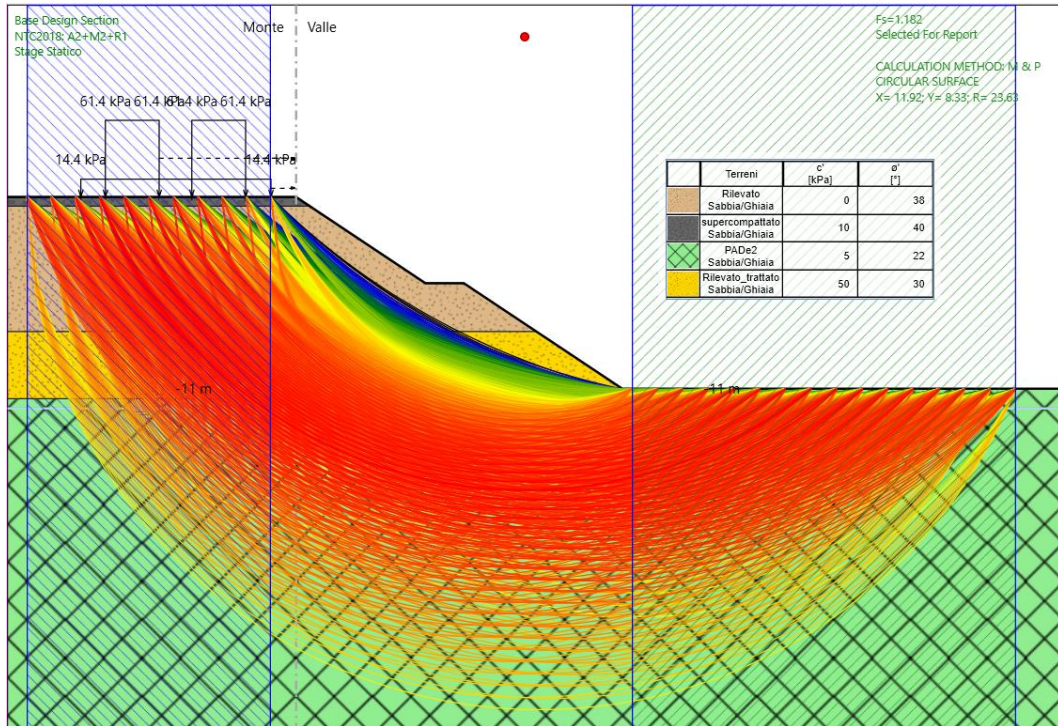


Figura 7.15: Rilevato H=10 m_ superfici analizzate (SLU:A2+M2+R2) – cond.drenate.

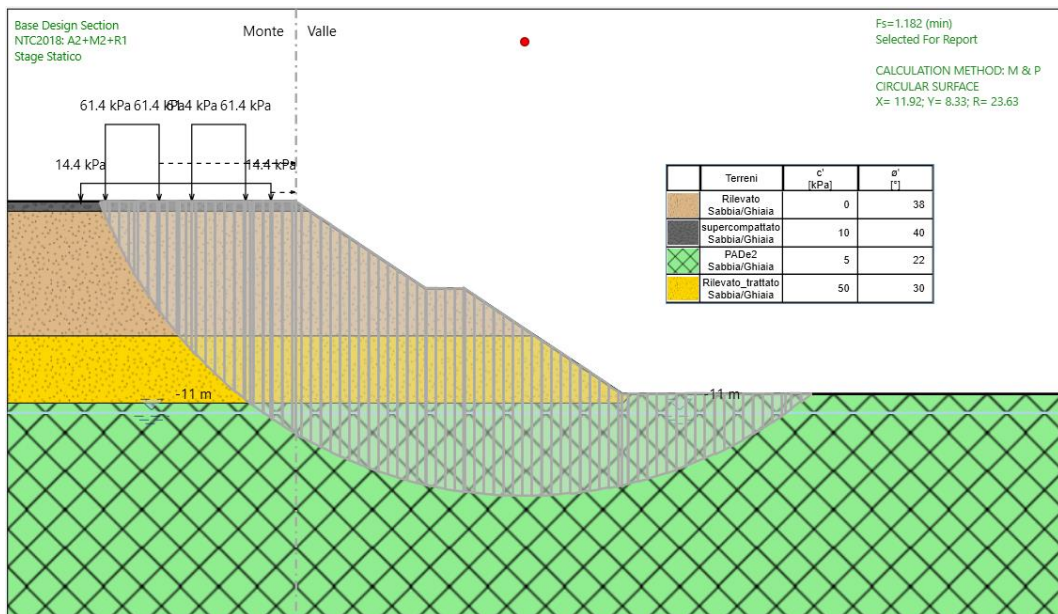


Figura 7.16: Rilevato H=10 m_ superficie di scorrimento critica (SLU:A2+M2+R2) – cond.drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.18$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$

, considerando una risposta drenata dei terreni presenti, la verifica di stabilità globale allo SLU in condizioni statiche risulta soddisfatta.

7.5.1.2 Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche in condizioni drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di stabilità eseguite in condizioni sismiche, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), considerando un comportamento del terreno in sito drenato. Nelle medesime figure sono riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto. La combinazione di carico considerata allo SLV è (SISMICA GEO: coefficienti unitari).

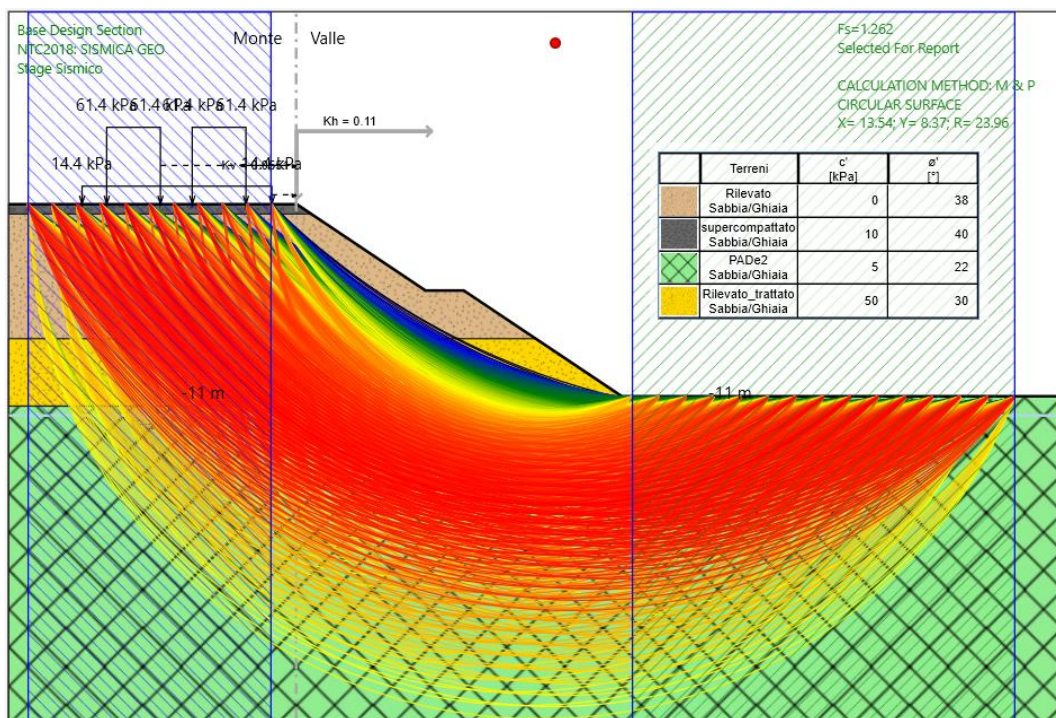


Figura 7.17: Rilevato H=10 m_ superfici analizzate kv (+) (SLV) – cond.drenate.

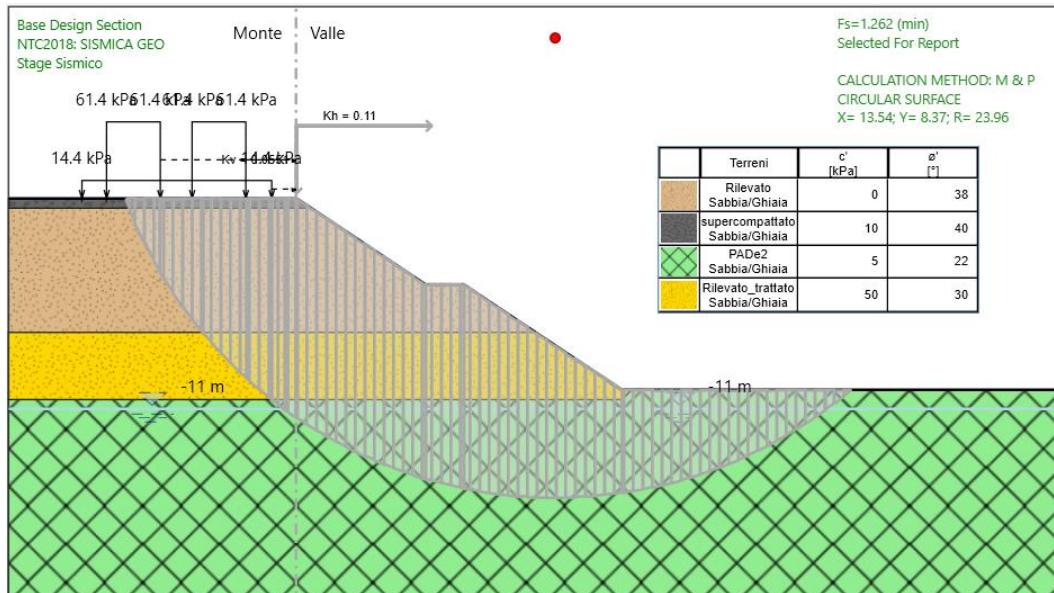


Figura 7.18: Rilevato H=10 m_ superficie di scorrimento critica kv (+) (SLV) – cond.drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.26$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.20$

, considerando una risposta drenata dei terreni presenti, la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche allo SLV risulta soddisfatta.

7.5.1.3 **Analisi di stabilità globale in condizioni statiche in condizioni non drenate**

A completamento delle analisi mostrate ai paragrafi precedenti, si riportano di seguito i risultati ottenuti considerando una risposta non drenata dei terreni presenti al di sotto del livello di falda sia per la condizione statica che sismica.

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità allo SLU. Nelle medesime figure sono riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto.

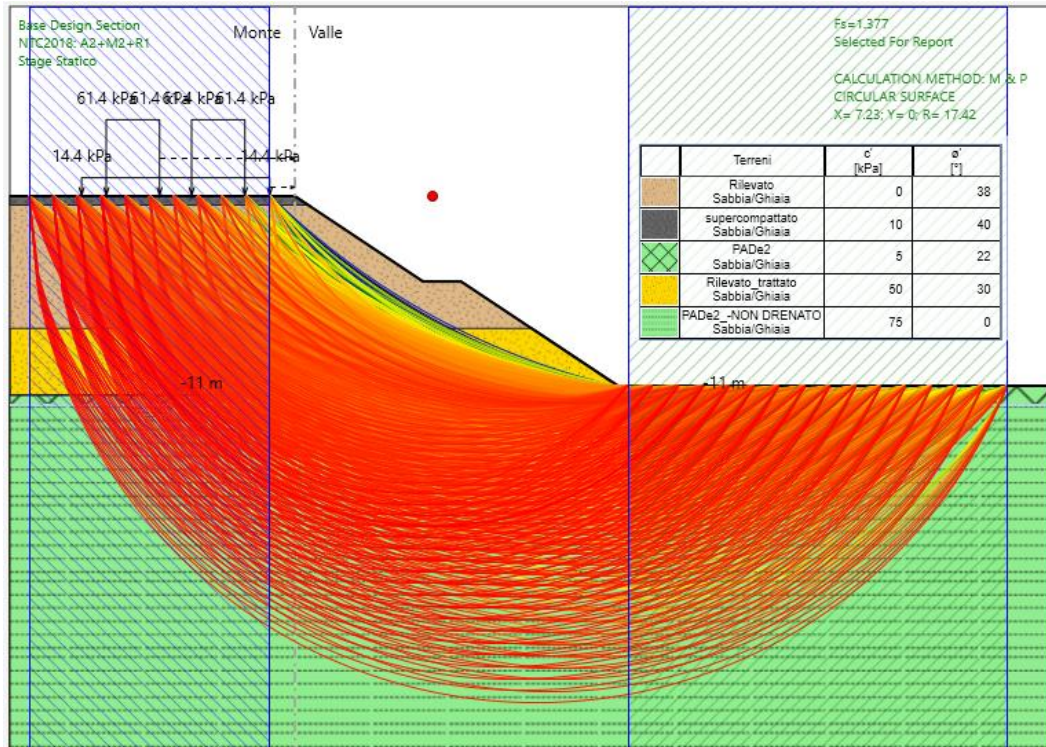


Figura 7.19: Rilevato H=10 m_superfici analizzate (SLU:A2+M2+R2) – cond.non drenate.

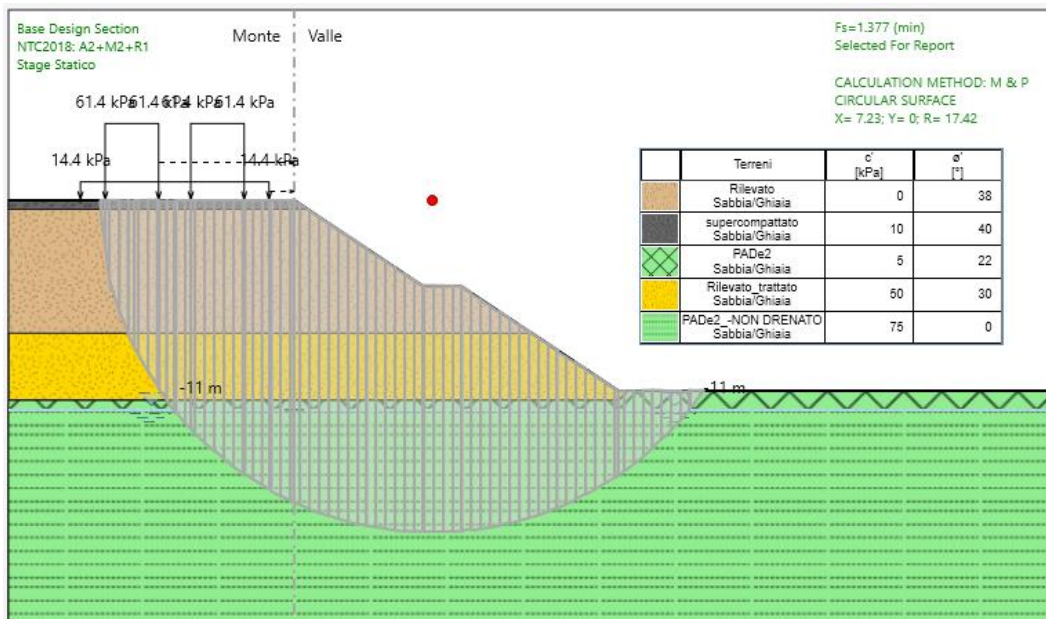


Figura 7.20: Rilevato H=10 m_ superficie di scorrimento critica (SLU:A2+M2+R2) – cond.non drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.38$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$

, la verifica di stabilità globale allo SLU, considerando una risposta non drenata dei terreni sotto falda, risulta ampiamente soddisfatta.

7.5.1.4 Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche in condizioni non drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità eseguite in condizioni sismiche allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), considerando una risposta non drenata dei terreni presenti sotto al livello di falda. Nelle medesime figure sono riportare le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto. La combinazione di carico considerata allo SLV è (SISMICA GEO: coefficienti unitari).

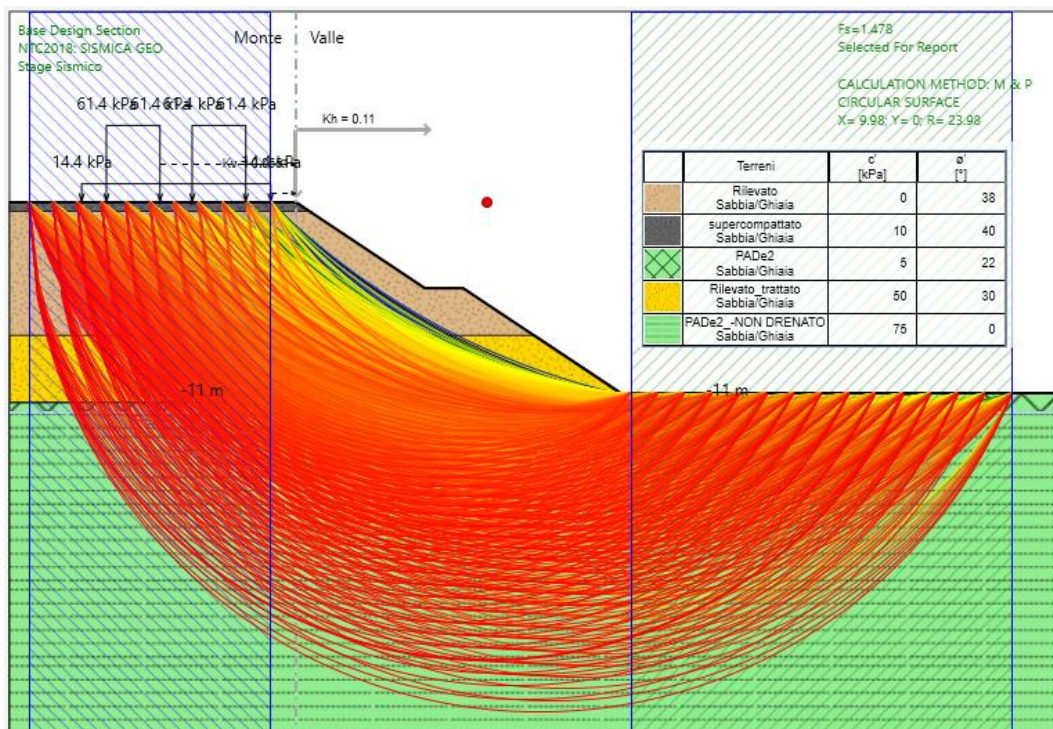


Figura 7.21: Rilevato H=10 m_ superfici analizzate kv (+) (SLV) – cond.non drenate.

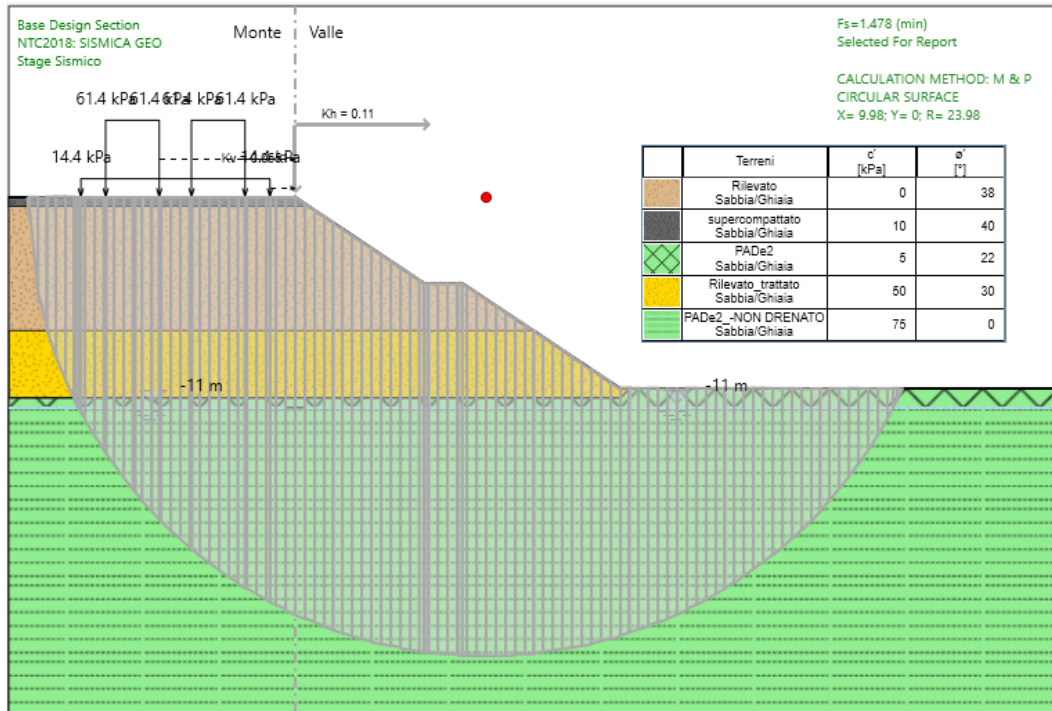


Figura 7.22: Rilevato H=10 m_ superficie di scorrimento critica kv (+) (SLV) – cond.non drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.48$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.20$

, la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche allo SLV risulta ampiamente soddisfatta anche in presenza di una risposta non drenata dei terreni presenti.

7.5.2 Analisi di stabilità interna

Il modello di calcolo analizzato è lo stesso riportato nella Figura 7.14. Nelle seguenti analisi si imposterà un criterio diverso per l'uscita (OUT) delle superfici di scorrimento al fine di studiare la stabilità interna. Dal momento che le superfici di scorrimento analizzate interessano interamente il corpo del rilevato, si procederà ad effettuare le analisi unicamente considerando una risposta drenata dei materiali.

7.5.2.1 Analisi di stabilità interna in condizioni statiche in condizioni drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità eseguite in condizioni di stato limite ultimo in assenza di azione sismica. Nelle medesime figure sono inoltre riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto.

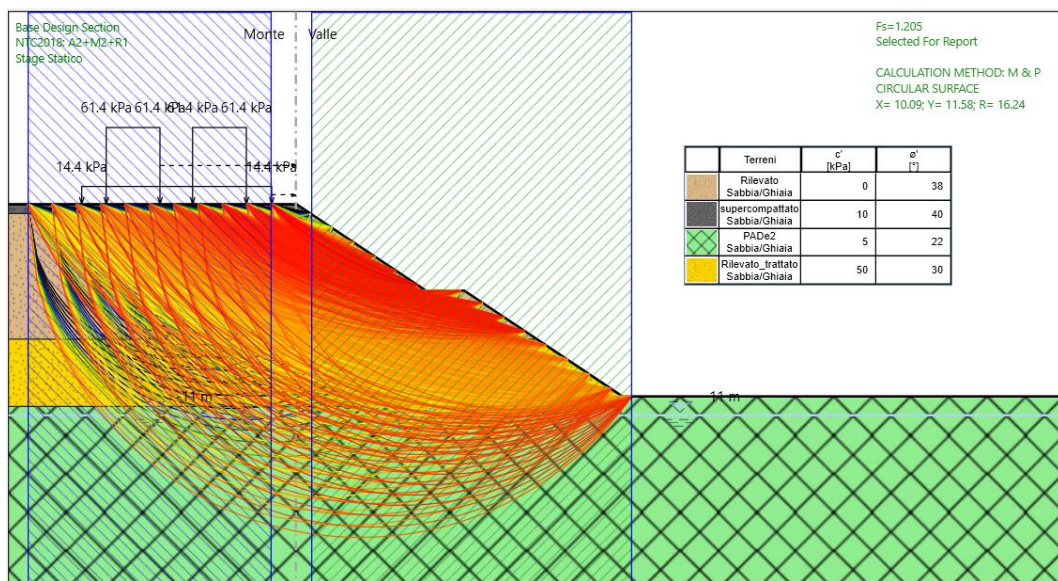


Figura 7.23: Rilevato H=10 m_ superfici analizzate (SLU:A2+M2+R2) – cond.drenate.

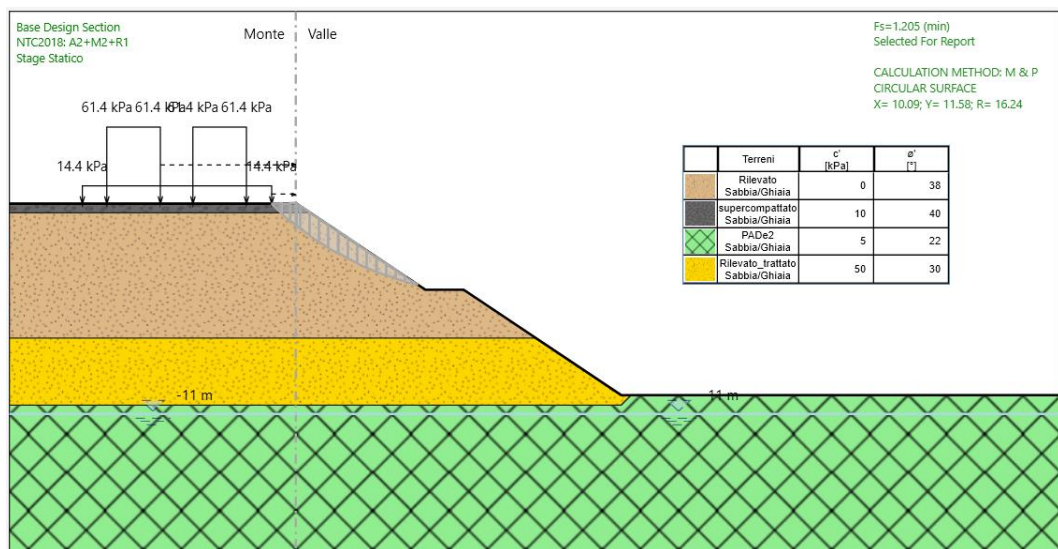


Figura 7.24: Rilevato H=10 m_ superficie di scorrimento critica (SLU:A2+M2+R2) – cond.drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.20$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$

, considerando una risposta drenata dei terreni presenti, la verifica di stabilità interna allo SLU in condizioni statiche risulta soddisfatta.

7.5.2.2 Analisi di stabilità interna in condizioni sismiche in condizioni drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di stabilità eseguite in condizioni sismiche, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), considerando un comportamento del terreno in sito drenato. Nelle medesime figure sono riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto. La combinazione di carico considerata allo SLV è (SISMICA GEO: coefficienti unitari).

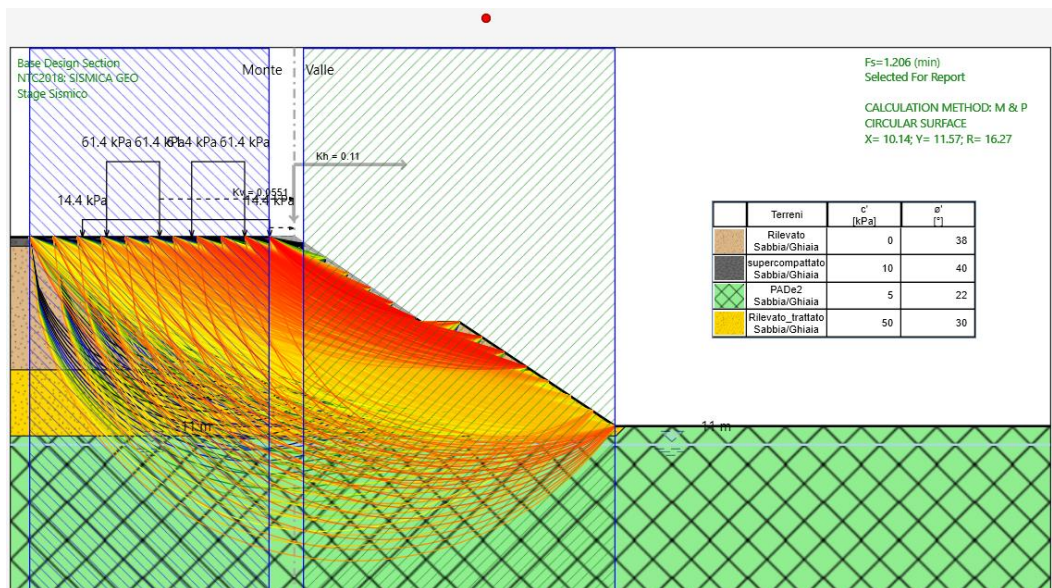


Figura 7.25: Rilevato H=10 m_ superfici analizzate kv (+) (SLV) – cond.drenate.

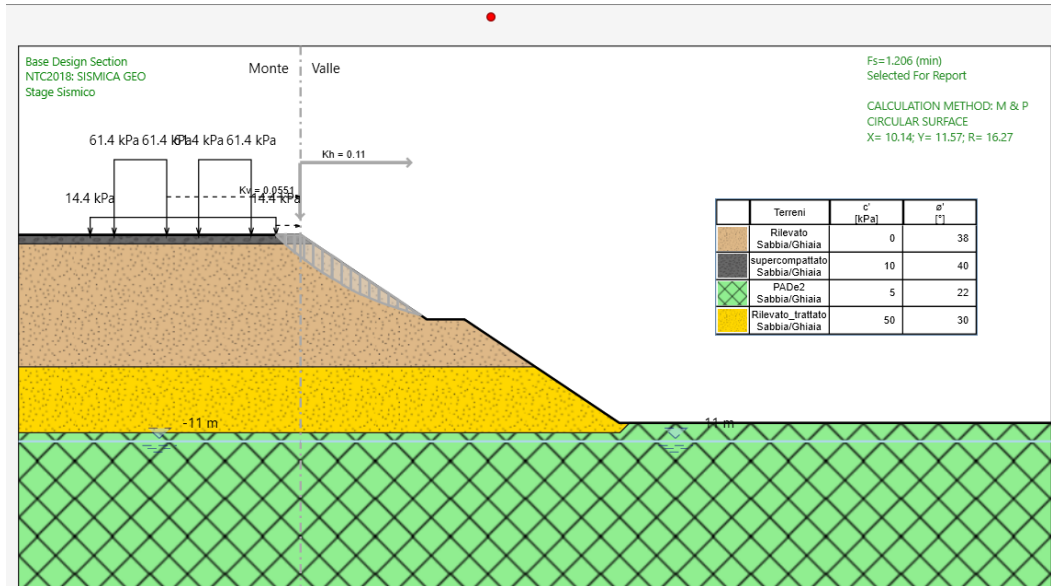


Figura 7.26: Rilevato H=10 m_ superficie di scorrimento critica kv (+) (SLV) – cond.drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.21$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.20$

, considerando una risposta drenata dei terreni presenti, la verifica di stabilità interna in condizioni sismiche allo SLV risulta soddisfatta.

7.5.3 Verifica dei cedimenti – modello FEM – senza interventi

La geometria modellizzata è mostrata nella figura seguente. Si può notare come il nuovo rilevato raggiunga un'altezza di circa 10.0 m. La falda di progetto è stata posizionata a 1 m sotto il piano di campagna.

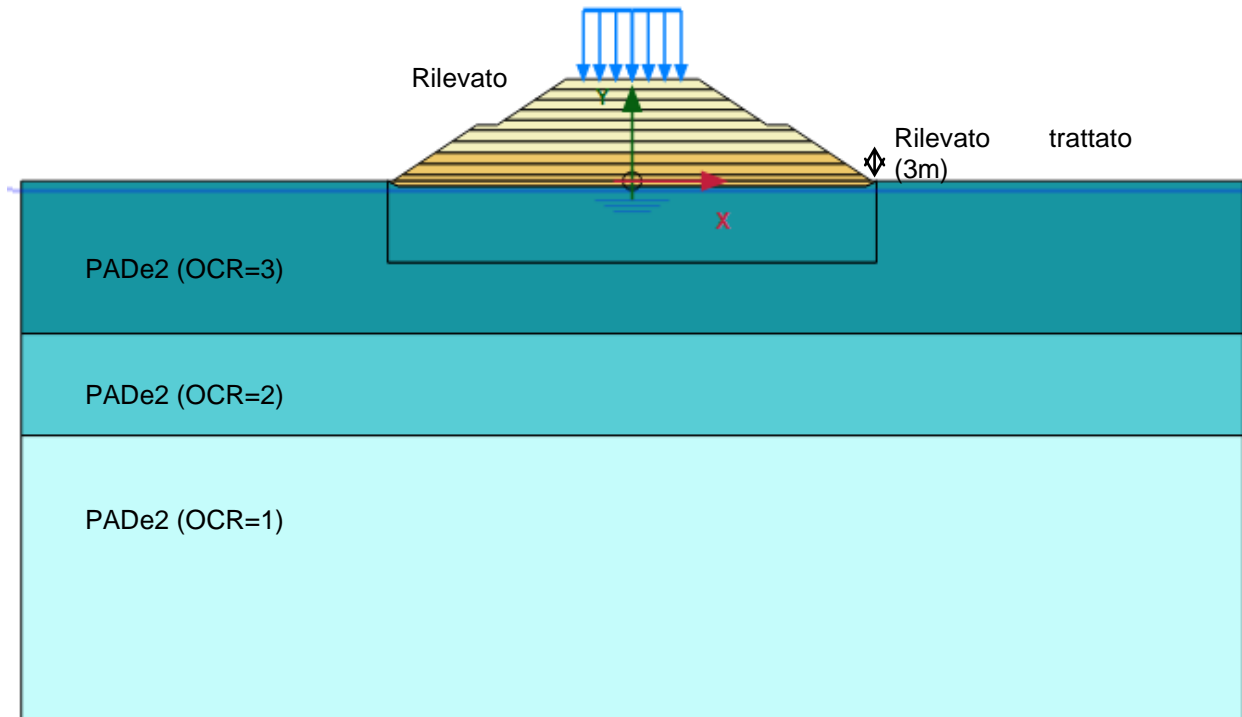


Figura 7.27 Sezione del rilevato n.1 in Plaxis (senza trattamento DCM)

Le caratteristiche dei materiali da costruzione dei rilevati assunte in progetto sono conformi a quanto previsto nel Manuale di Progettazione RFI e nel Capitolato di Costruzione RFI. I parametri geotecnici dei materiali considerati nella seguente analisi sono indicati in Tabella 7-6.

I legami costitutivi utilizzati in Plaxis sono stati:

- Mohr-Coulomb (MC) per modellare la risposta geotecnica del rilevato;
- Soft-Soil (SS) per modellare la risposta geotecnica dell'unità geotecnica PAd2 data la natura compressibile dell'unità e la condizione di incremento di carico derivante dalla realizzazione dei rilevati di altezza importante.

Per quanto riguarda la scelta dei parametri di ingresso assunti per la modellazione *Soft-Soil* del PAd2, richiamando quanto già discusso nella Relazione Geotecnica delle Opere all'Aperto relativa al Lotto 1B (doc.rif.[11]) in merito alla scarsa rappresentatività dei parametri ottenuti direttamente dalle prove edometriche, si è proceduto effettuando una calibrazione tra il modello di calcolo ed i dati ottenuti dalle prove in sito, ritenute più attendibili.

In particolare, confermando la differenziazione con la profondità del PADe2 indicata nella Tabella 7-6, anche in termini di OCR, sono state fatte analisi parametriche sui valori di C_c e C_s in modo da ottenere un modulo rappresentativo del deposito nella condizione pre-opera che fosse congruente con la caratterizzazione conseguente alla indagini.

La **Figura 7.28** di seguito dimostra come con l'assunzione di $C_c=0.149$ e $C_s=0.036$, l'andamento del modulo E_y di fase geostatica del modello sia sufficientemente rappresentativo di quanto riscontrato in sito.

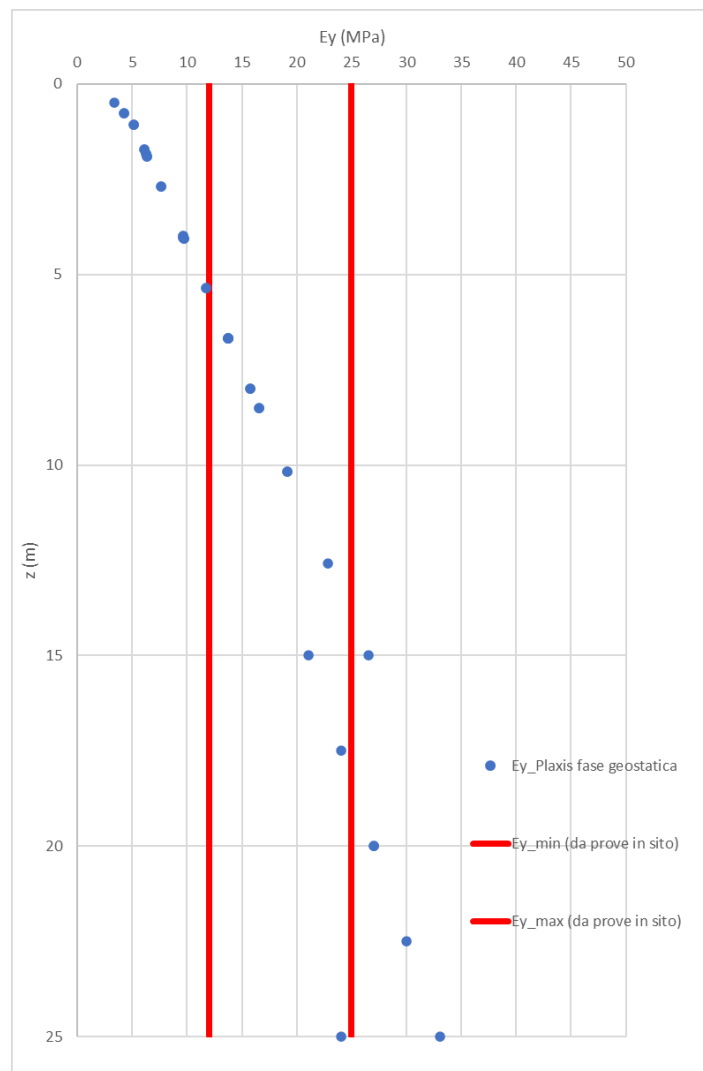


Figura 7.28 Andamento del modulo E_y di fase geostatica del modello in Plaxis

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

7.5.3.1 Fasi del modello

L'analisi agli elementi finiti effettuata per il modello dei rilevati, è strutturata con le seguenti fasi di calcolo:

- Fase geostatica di inizializzazione del modello – fase 0;
- Scavo di scotico di 50 cm alla base del rilevato – fase di calcolo No.1;
- Costruzione del rilevato a strati per una durata totale di 6 mesi – da fase di calcolo No.2 a fase di calcolo No.11;
- Consolidazione del rilevato in 18 mesi – fase di calcolo No.12;
- *Reset displacements* + Applicazione del carico dovuto al pacchetto di armamento ferroviario del nuovo rilevato in 1 giorno – fase di calcolo No.13;
- Analisi di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 7 giorni, 14 giorni , 1 mese, 2 mesi, 4 mesi, 6 mesi, 1 anno, 2 anni, 5 anni, 10 anni e 20 anni – da fase di calcolo No.14 a fase di calcolo No.24. Si fa notare che l'analisi Plaxis termina a 20 anni perche come si potrà dedurre dal grafico in Figura 7.33, la fase corrispondente alla consolidazione primaria termina molto prima ($t_{100} = 2.72$ anni).

7.5.3.2 Cedimenti

Sono stati analizzati i cedimenti dopo la costruzione e la consolidazione – durata totale della costruzione (6 mesi) più l'assestamento (18 mesi) pari a 24 mesi - del nuovo rilevato (fase 12) e dopo 20 anni di consolidazione (fase 24) per trovare il massimo cedimento residuo dovuto alla consolidazione primaria sulla superficie del rilevato.

Nella seguente figura si possono valutare i cedimenti verticali totali a fine costruzione (Fase 12): il cedimento massimo atteso è pari a 51.7 cm nel corpo del rilevato, mentre alla base del rilevato il cedimento risulta dell'ordine dei 40 cm. Nella Figura 7.30 invece è rappresentato il cedimento a fine costruzione del nuovo rilevato (fase 12) in corrispondenza della superficie di posa del ballast (i.e. 51.4 cm).

In Figura 7.31 e Figura 7.32 si mostrano i cedimenti (totali ed in corrispondenza del piano di posa del rilevato) a 20 anni di consolidazione.

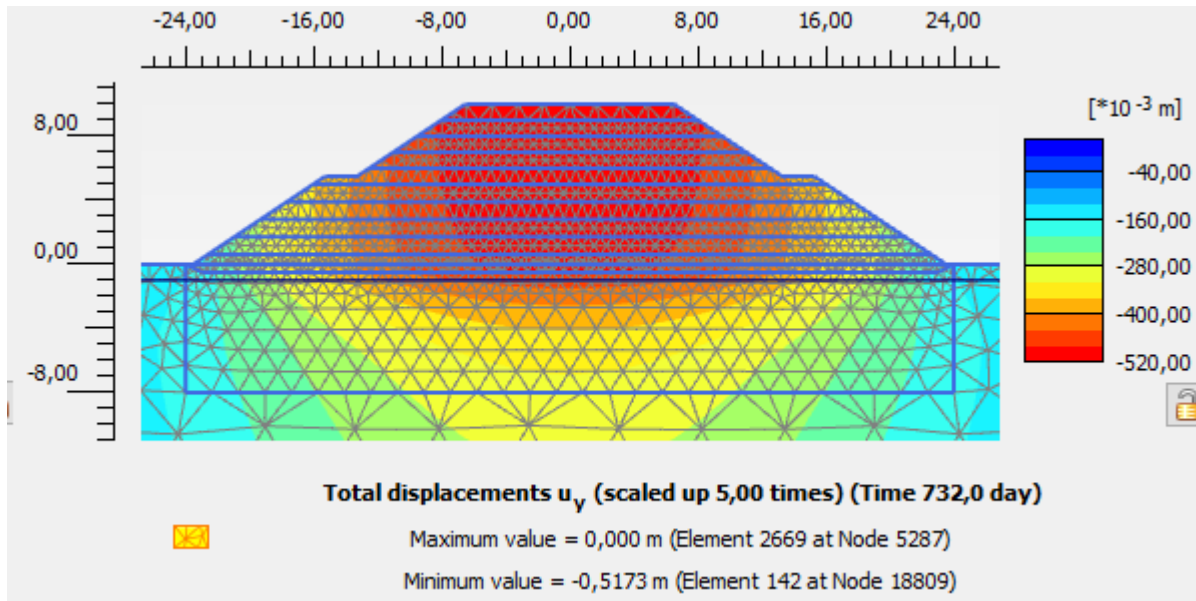


Figura 7.29 Spostamenti verticali al termine della costruzione del rilevato, prima dell'installazione del ballast (fase 12)

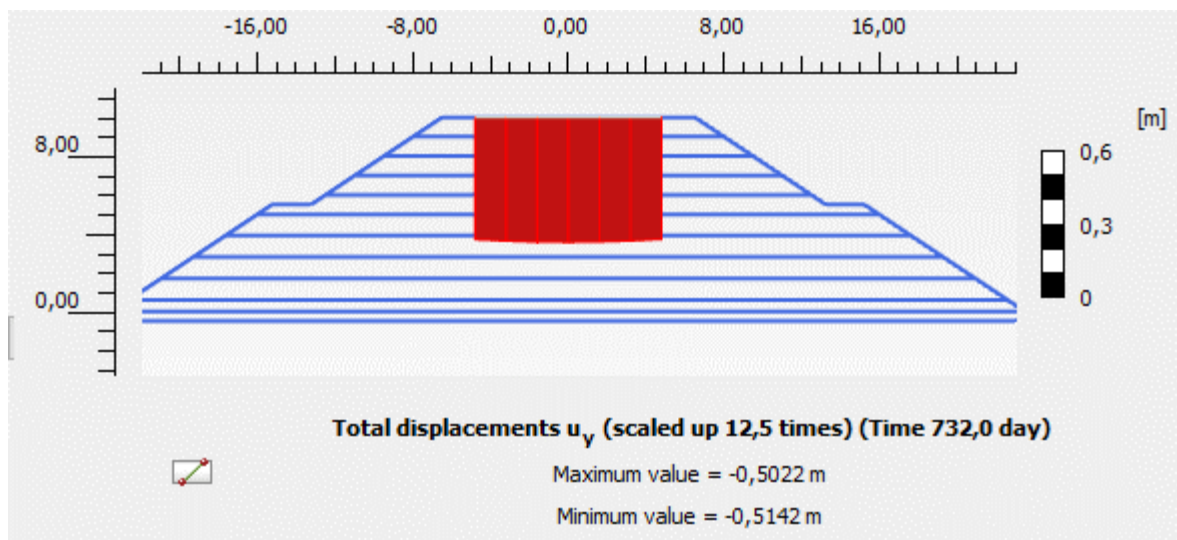


Figura 7.30 Spostamenti verticali in superficie al termine della costruzione del rilevato, prima dell'installazione del ballast (fase 12)

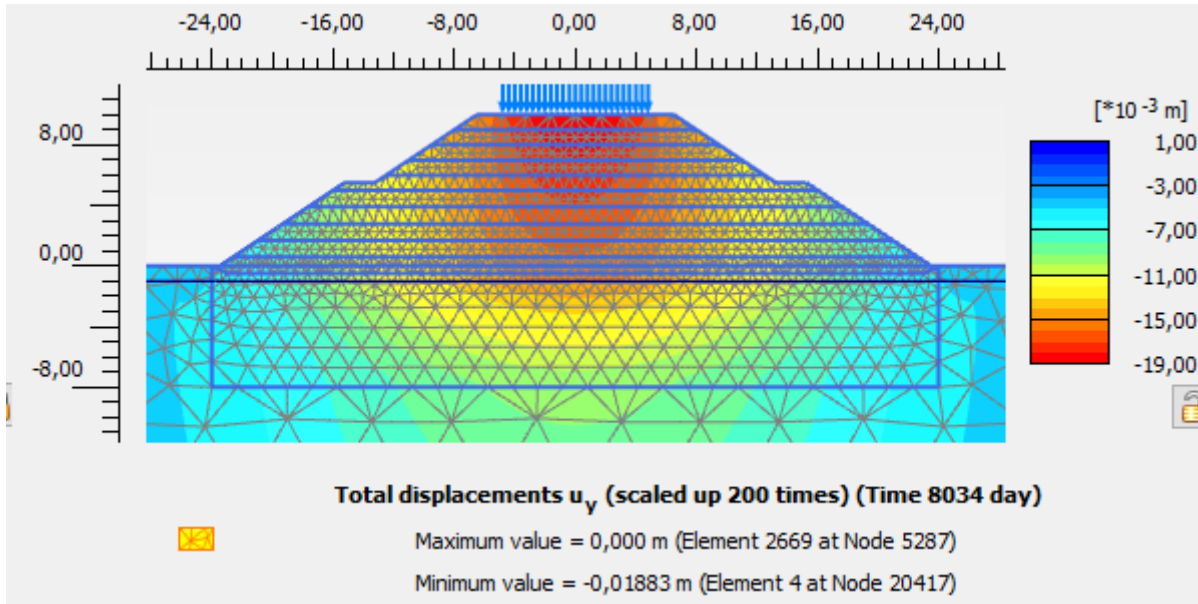


Figura 7.31 Spostamenti verticali residui dopo 20 anni di consolidazione (fase 24)

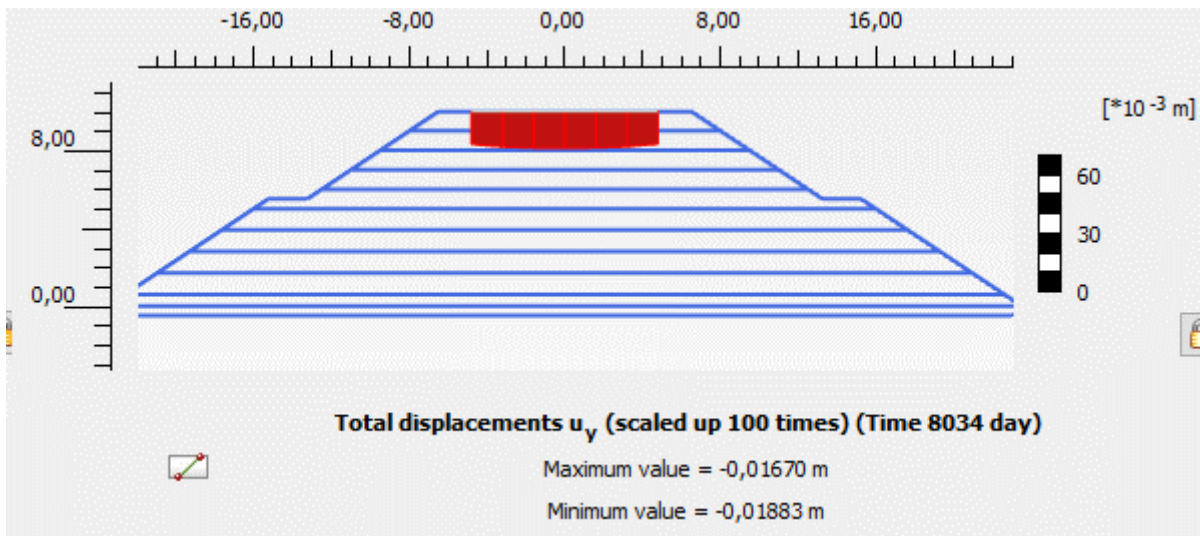


Figura 7.32 Spostamenti verticali residui in superficie dopo 20 anni di consolidazione (fase 24)

Come riscontrabile in Figura 7.32, il cedimento residuo dovuto alla consolidazione primaria è 1.9 cm in corrispondenza del piano di posa del ballast.



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
 NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
 LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
 LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA
 PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	GE 00 06 001	B	64 di 86

7.5.3.3 Curva cedimenti-tempo

La curva cedimenti-tempo viene estratta in corrispondenza del punto con maggior spostamento verticale del rilevato lungo il piano di posa del ballast, i.e. in asse del rilevato. La valutazione dei cedimenti immediati è calcolata a partire dalla fase 1 fino alla fase 12, ovvero a fine costruzione e consolidazione del nuovo rilevato (dopo 24 mesi). La valutazione dei cedimenti residui legati alla consolidazione primaria avviene a partire dalla fase 13, ovvero dal momento di applicazione dell'armamento ferroviario, fino alla fase 24. Il cedimento dovuto alla consolidazione secondaria S_s è calcolato secondo la formulazione indicata nel capitolo 6.2.2. Come già descritto, il tempo considerato t (anni) è pari a 102 anni dal momento che l'istante t_0 è considerato da inizio dei lavori (2 anni di costruzione e consolidazione + 100 anni di esercizio dell'opera).

t (anni)	t_{100} (anni)	$C_{\alpha,\varepsilon}$	H (m) ⁽¹⁾	S_s (cm)
102	2.72	0.200%	35.4	11.1

⁽¹⁾considerando la rilevante presenza di intervalli sabbiosi che non partecipano al fenomeno di consolidazione secondaria, lo spessore di riferimento H è stato assunto come il 70% di 50 m (i.e. lo spessore equivalente alla profondità di terreno sino alla quale il rapporto $\Delta\sigma_v$ risulta circa pari al 10% della tensione geostatica iniziale). L'altezza di riferimento considerata è pari a 35.4 m. Per maggiori dettagli sulla caratterizzazione geotecnica dell'unità PADe2, si rimanda al Documento [11] in cui si mostra come il 70% è stimato sulla base degli indici di comportamento derivati dalle numerose CPTU eseguite.

Il grafico cedimenti-tempo presenta sull'asse delle ascisse il tempo, espresso in anni, mentre sull'asse delle ordinate viene indicato il cedimento cumulato, espresso in mm.

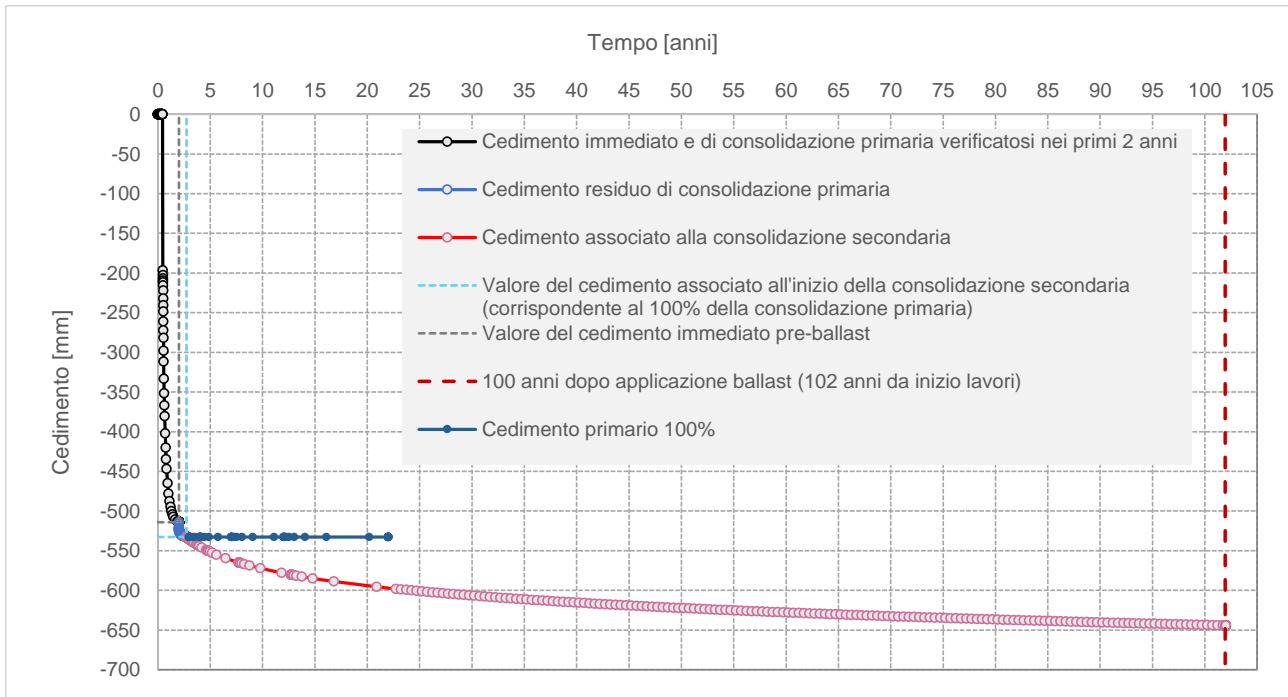


Figura 7.33 Curva cedimenti-tempo Plaxis

Dal grafico precedente si ricavano i valori di cedimento e tempo corrispondenti all'inizio della consolidazione secondaria. In questa fase si è deciso di considerare l'inizio della consolidazione secondaria nel momento in cui si esaurisce completamente la consolidazione primaria. Ne risulta, quindi:

- Cedimento immediato della costruzione del rilevato (24 mesi): 51.4 cm;
- Cedimento residuo corrispondente al 100% della consolidazione primaria: $C_p = 1.9$ cm;
- Tempo corrispondente al 100% della consolidazione primaria (t_{100}), avendo anche considerato la durata dei lavori di costruzione (e consolidazione) del rilevato = 2.72 anni;
- Cedimento corrispondente alla consolidazione secondaria: $C_s = 11.1$ cm.

7.5.3.4 Cedimento residuo totale

Il cedimento residuo totale si stima come $C_{tot} = C_p + C_s = 1.9 + 11.1 = 13.0$ cm.



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	GE 00 06 001	B	66 di 86

Essendo quindi il cedimento residuo totale ($C_{tot} = 13.0$ cm) maggiore del limite di 10.0 cm, la condizione non è soddisfatta. Il rilevato analizzato richiede quindi l'introduzione di interventi mirati a ridurre il cedimento residuo.

7.6 ANALISI RILEVATO N.1 IN PADE2 - CON TRATTAMENTI

Il rilevato qui analizzato è lo stesso del capitolo anteriore, rappresentativo della geometria del rilevato RI01 ubicato lungo il Vallo di Diano: presenta un'altezza massima pari a circa 10.0 m ed è realizzato con scarpate di pendenza 3H:2V; ospiterà una linea a doppio binario. Per risolvere i problemi legati all'analisi del cedimento residuo totale (paragrafo 7.5.3.4), si ricorre all'esecuzione di trattamenti colonnari DCM, fino ad una profondità di 8 m. Per la geometria del rilevato si rimanda alla sezione tipo indicata in Figura 3.3.

Il modello geotecnico è rappresentato dalla successione stratigrafica caratterizzata dai parametri meccanici sintetizzati nella seguente tabella. La falda di progetto è stata posizionata a 1 m sotto il piano di campagna.

Tabella 7-7: parametri geotecnici caratteristici.

U.G.	Da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	Cu (kPa)	Permeabilità (m/s)	E' (MPa)	ν (-)	C _c	C _s	C α ϵ	e _{init}	OCR
Nuovo Rilevato ferroviario "standard"	+10	+3.0	20.0	0	38	NA	k _x =k _y =1.0E-5	30	0.30	-	-	-	-	-
Nuovo Rilevato ferroviario stabilizzato a calce	+3	0	17.0	50	30	400	k _x =k _y =1.0E-5	30	0.30	-	-	-	-	-
Terreno trattato con DCM	0	-8	18.3	28.4	22	90	k _x =1.0E-8 k _y =1.0E-9	60	0.25	-	-	-	-	-
PADe2 (< 15m da pc)	-8	-15	18.5	5	22	75	k _x =1.0E-7 k _y =1.0E-8	Vedi par. 7.5.3	0.30	0.149	0.036	0.2%	1	3
PADe2 (15-30m da pc)	-15	-30	18.5	5	22	100**	k _x =1.0E-7 k _y =1.0E-8	Vedi par. 7.5.3	0.30	0.149	0.036	0.2%	1	2
PADe2 (oltre 30m da pc)	<-30	-	18.5	5	22	125**	k _x =1.0E-7 k _y =1.0E-8	Vedi par. 7.5.3	0.30	0.149	0.036	0.2%	1	1

*si assume fittiziamente come riferimento p.c.=0 m

**il valore di coesione non drenata aumenta con la profondità come dettagliato nella relazione geotecnica, doc.Rif.[9]; in ogni caso, cautelativamente, nelle analisi di stabilità si considera una c_u=75kPa.

Come indicato in Figura 3.3, i primi 3 metri di rilevato posti sopra il piano di campagna sono stati considerati con parametri geotecnici migliorati per tenere in conto il trattamento a calce.

7.6.1 Analisi di stabilità globale

Nelle analisi di stabilità, al di sotto del rilevato è presente un volume di terreno con profondità di 8 m trattato con DCM (Deep Cement Mixing). questo trattamento risulta fondamentale per garantire il contenimento dei cedimenti primari e secondari (maggiori dettagli nei paragrafi successivi, 7.5.3 e 7.6.2). Inoltre, anche la presenza della banca a 4.5m risulta fondamentale per la verifica dell'analisi di stabilità.

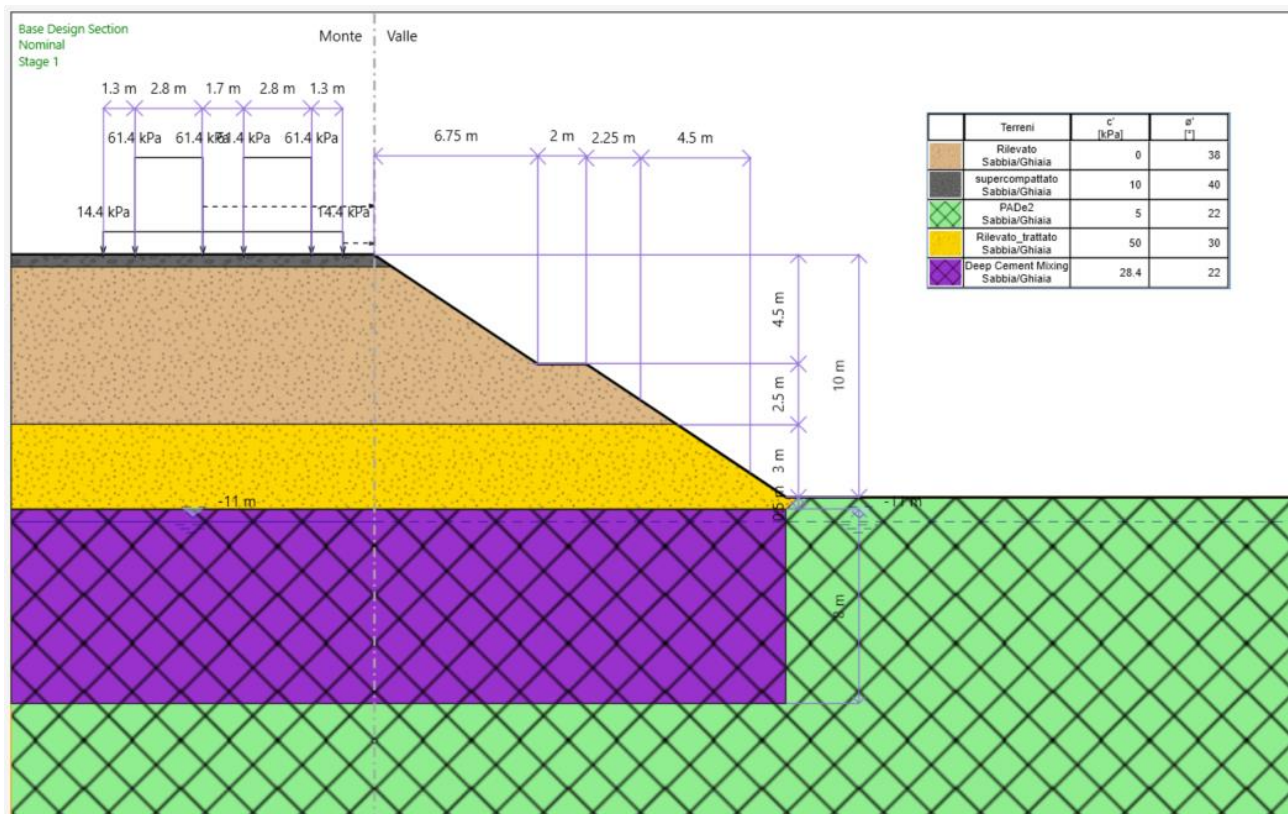


Figura 7.34: modello di calcolo.

7.6.1.1 *Analisi di stabilità globale in condizioni statiche in condizioni drenate*

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità eseguite in condizioni di stato limite ultimo in assenza di azione sismica. Nelle medesime figure sono inoltre riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto.

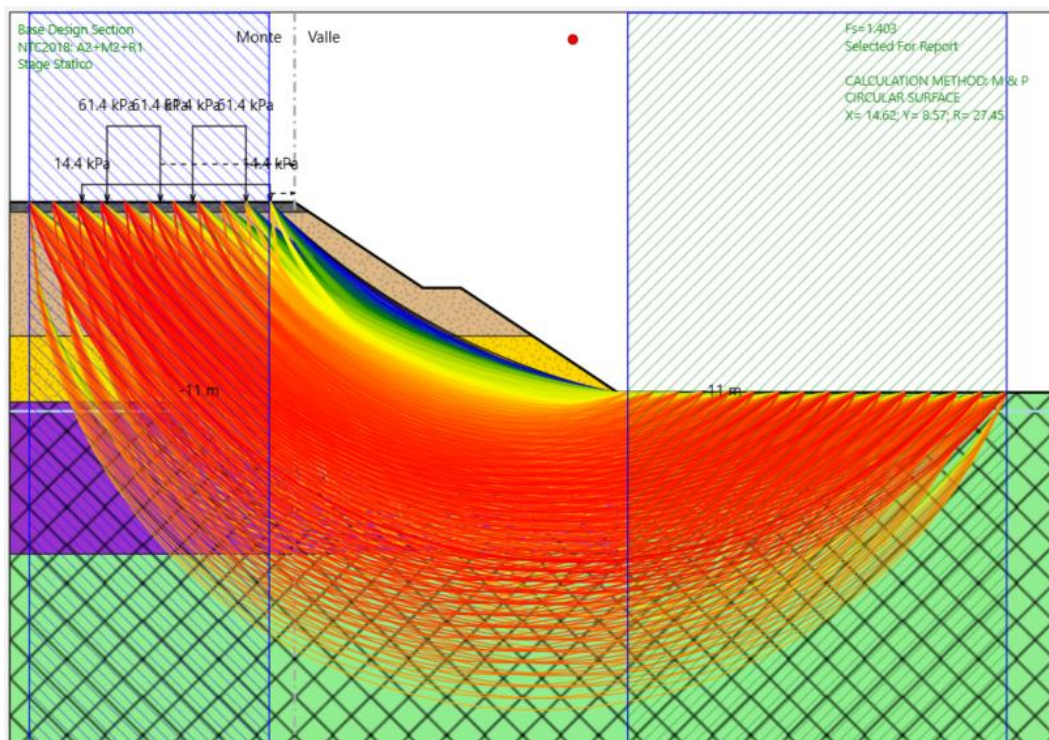


Figura 7.35: Rilevato H=10 m con DCM_superfici analizzate (SLU:A2+M2+R2) – cond.drenate.

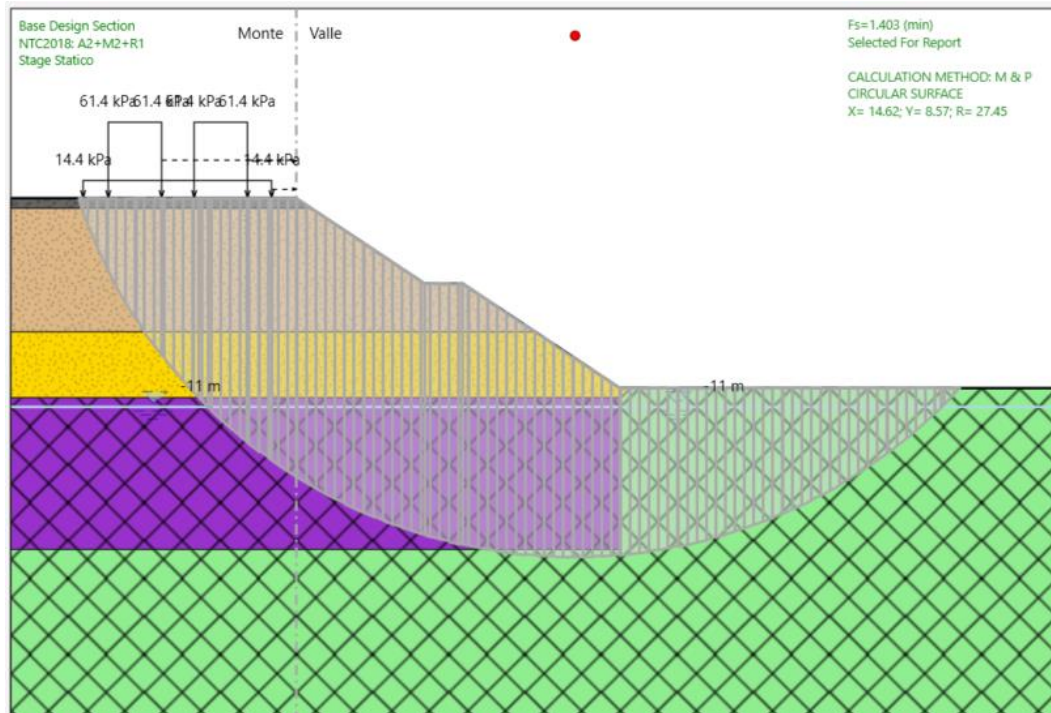


Figura 7.36: Rilevato H=10 m con DCM_ superficie di scorrimento critica (SLU:A2+M2+R2) – cond.drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.40$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$

, considerando una risposta drenata dei terreni presenti, la verifica di stabilità globale allo SLU in condizioni statiche risulta soddisfatta.

7.6.1.2 Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche in condizioni drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di stabilità eseguite in condizioni sismiche, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), considerando un comportamento del terreno in sito drenato. Nelle medesime figure sono riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto. La combinazione di carico considerata allo SLV è (SISMICA GEO: coefficienti unitari).

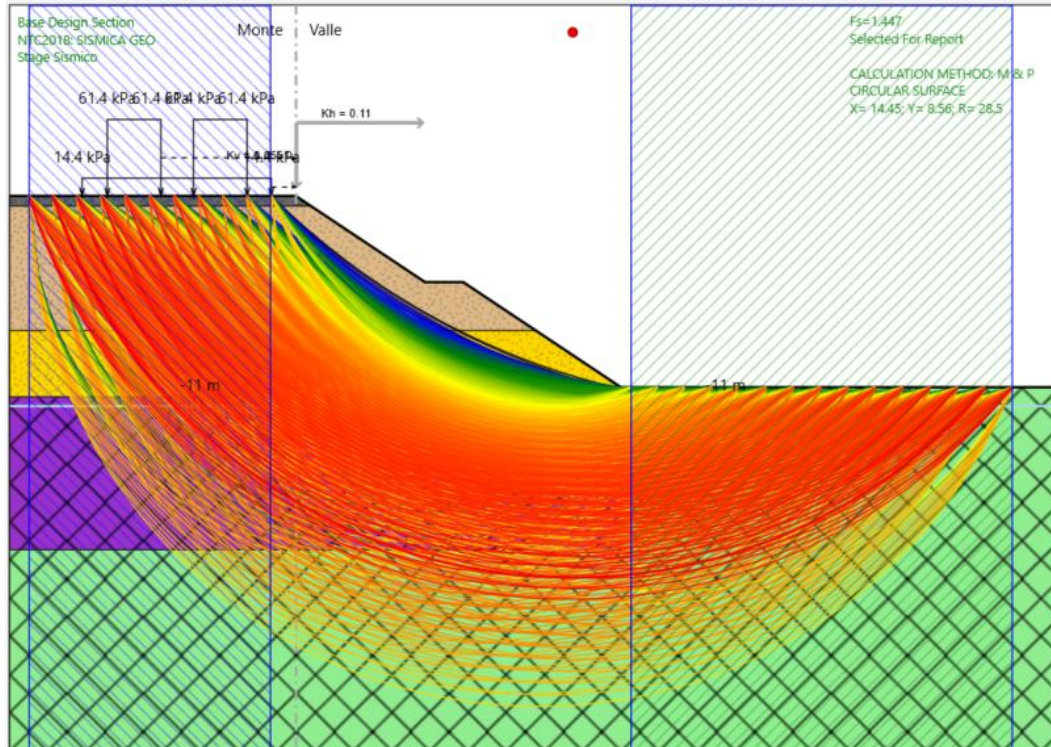


Figura 7.37: Rilevato H=10 m con DCM_ superfici analizzate kv (+) (SLV) – cond.drenate.

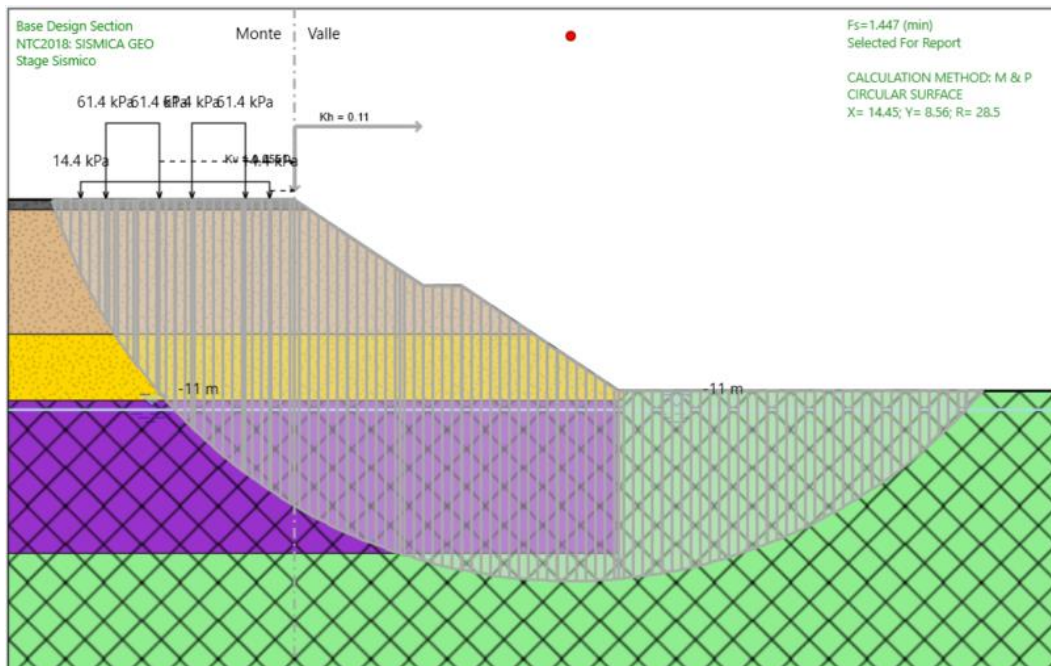


Figura 7.38: Rilevato H=10 m con DCM_ superficie di scorrimento critica kv (+) (SLV) – cond.drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.45$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.20$

, considerando una risposta drenata dei terreni presenti, la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche allo SLV risulta soddisfatta.

7.6.1.3 **Analisi di stabilità globale in condizioni statiche in condizioni non drenate**

A completamento delle analisi mostrate ai paragrafi precedenti, si riportano di seguito i risultati ottenuti considerando una risposta non drenata dei terreni presenti al di sotto del livello di falda sia per la condizione statica che sismica.

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità allo SLU. Nelle medesime figure sono riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto.

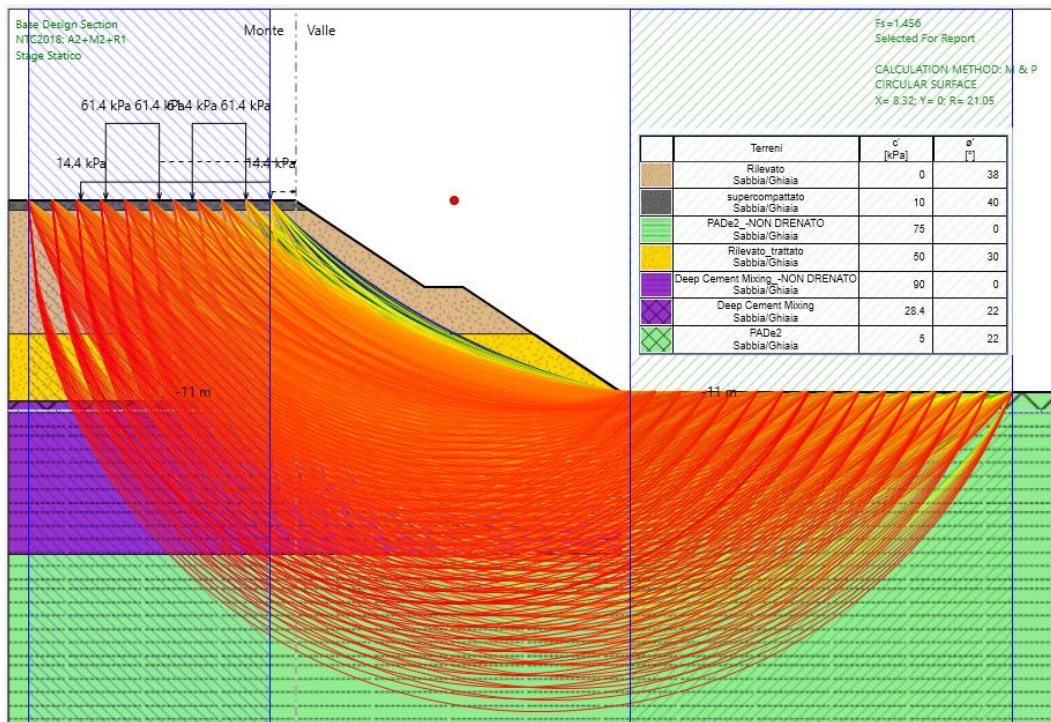


Figura 7.39: to H=10 m con DCM_superfici analizzate (SLU:A2+M2+R2) – cond.non drenate.

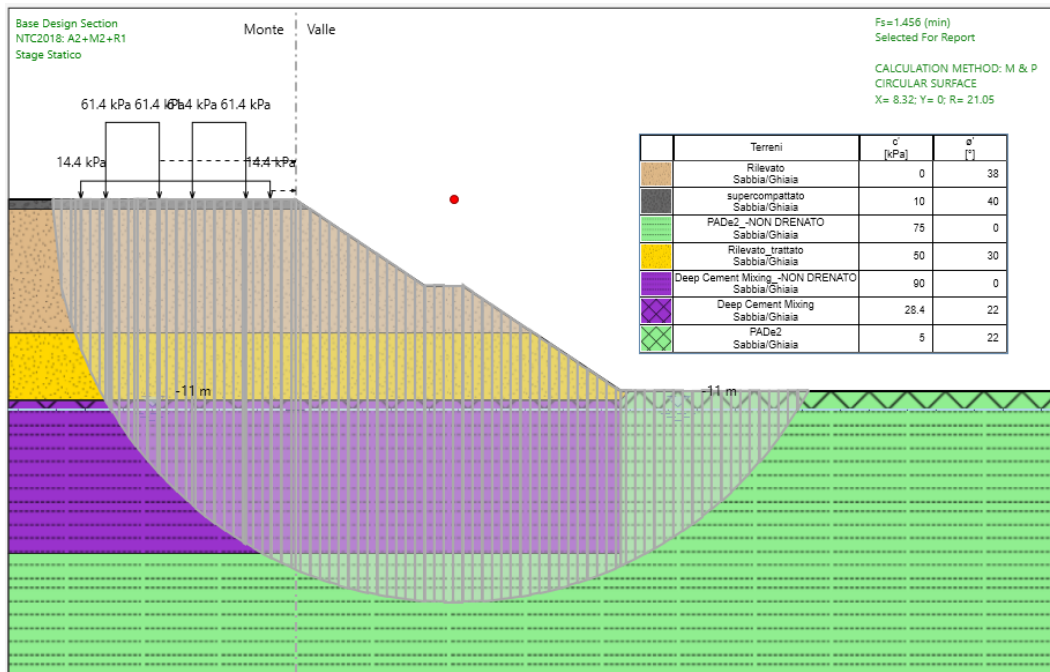


Figura 7.40: Rilevato H=10 m con DCM_ superficie di scorrimento critica (SLU:A2+M2+R2) – cond.non drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.46$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$

, la verifica di stabilità globale allo SLU, considerando una risposta non drenata dei terreni sotto falda, risulta ampiamente soddisfatta.

7.6.1.4 Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche in condizioni non drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità eseguite in condizioni sismiche allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), considerando una risposta non drenata dei terreni presenti sotto al livello di falda. Nelle medesime figure sono riportare le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto. La combinazione di carico considerata allo SLV è (SISMICA GEO: coefficienti unitari).

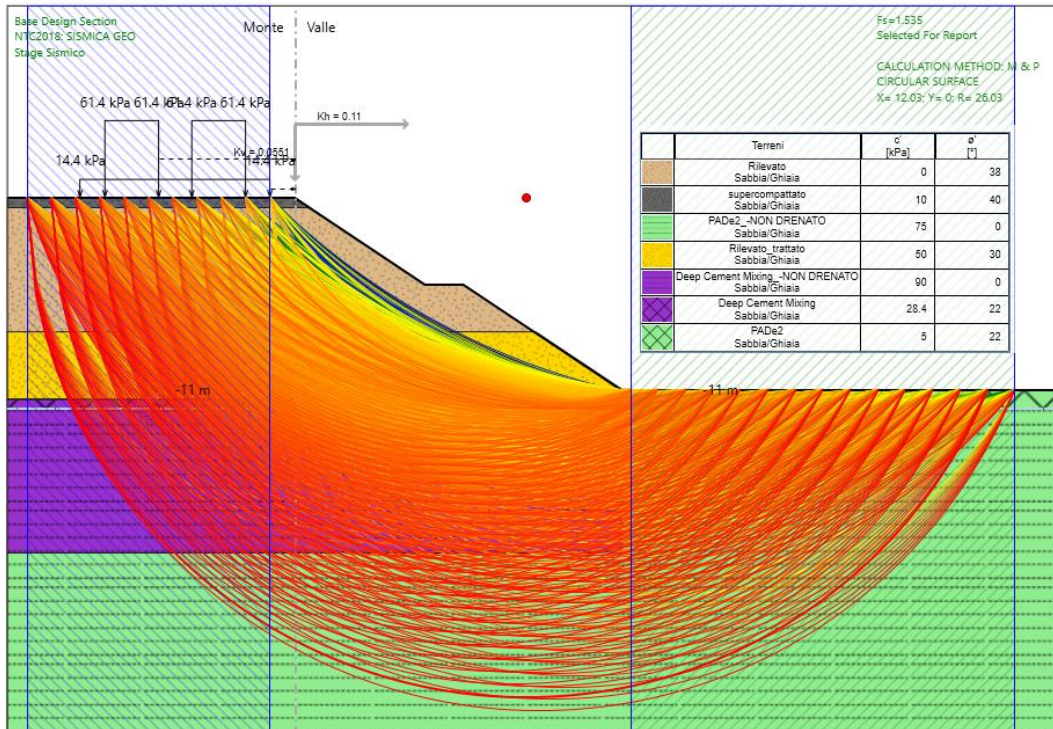


Figura 7.41: Rilevato H=10 m con DCM_ superfici analizzate kv (+) (SLV) – cond.non drenate.

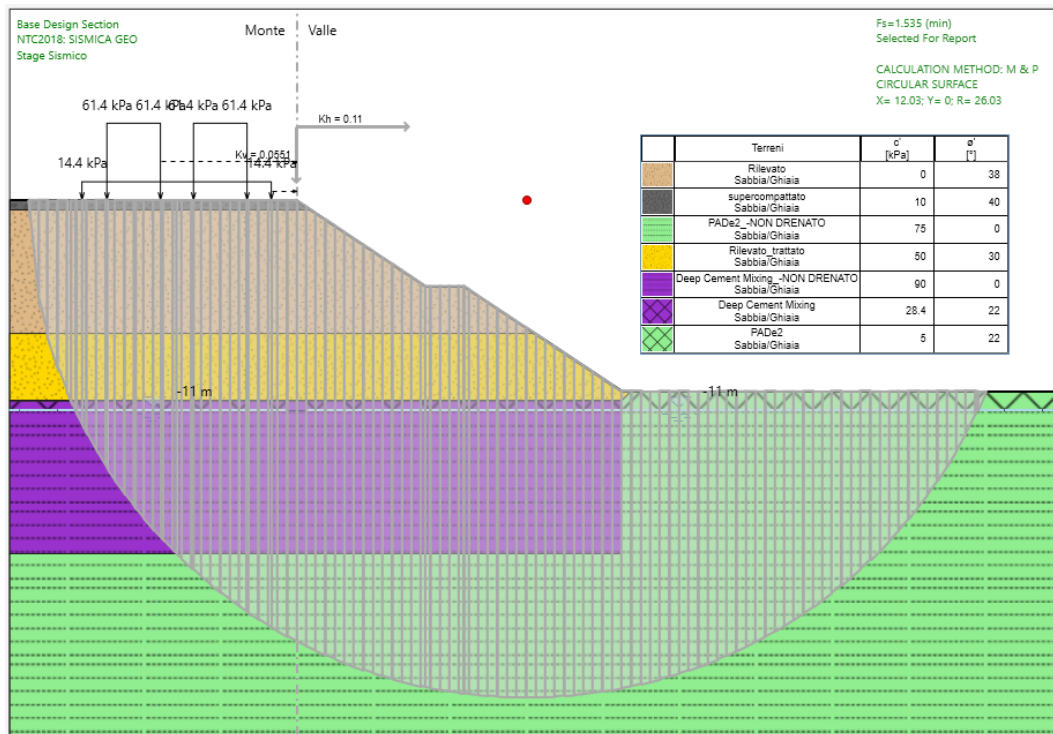


Figura 7.42: Rilevato H=10 m con DCM_ superficie di scorrimento critica kv (+) (SLV) – cond.non drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.53$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.20$

, la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche allo SLV risulta ampiamente soddisfatta anche in presenza di una risposta non drenata dei terreni presenti.

7.6.2 Verifica dei cedimenti – modello FEM – con interventi DCM (8m)

La geometria modellizzata è mostrata nella figura seguente. La geometria del rilevato coincide con quella di Figura 7.27 al quale è stato aggiunto il *cluster* rappresentativo dei trattamenti colonnari di DCM (lunghezza 8.0 m).

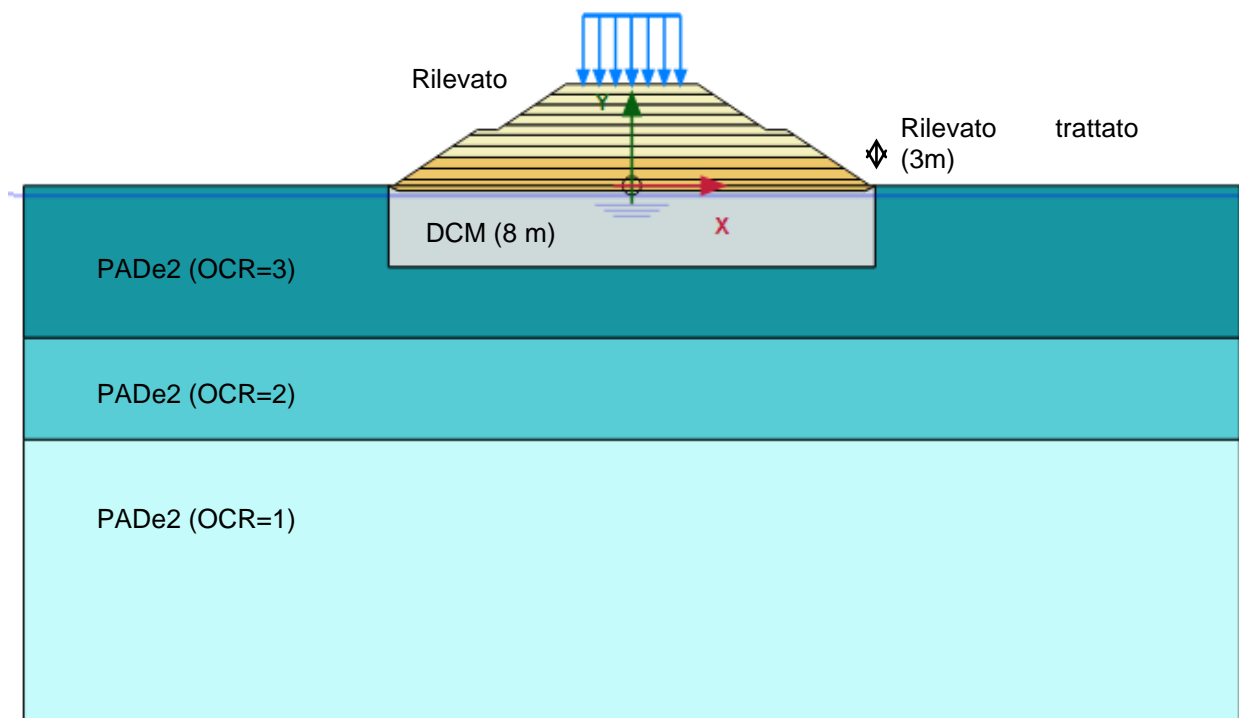


Figura 7.43 Sezione del rilevato n.1 in Plaxis con trattamento DCM

Come già illustrato al par. 7.3 inoltre, il rilevato verrà costruito in 6 mesi, successivamente saranno previsti 18 mesi di assestamento utili a far sì che venga scontata un'importante aliquota di consolidazione primaria. Le caratteristiche dei materiali di costruzione dei rilevati assunte in progetto sono conformi a quanto previsto nel Manuale di Progettazione RFI e nel Capitolato di Costruzione RFI. I

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

parametri geotecnici dei materiali considerati nella seguente analisi sono indicati in Tabella 7-7. I legami costitutivi utilizzati in Plaxis sono stati:

- Mohr-Coulomb (MC) per modellare la risposta geotecnica del rilevato e del materiale trattato con DCM.;
- Soft-Soil (SS) per modellare la risposta geotecnica dell'unità geotecnica PADe2 data la natura compressibile dell'unità e la condizione di incremento di carico derivante dalla realizzazione dei rilevati di altezza importante.

7.6.2.1 Fasi del modello

L'analisi agli elementi finiti effettuata per il modello dei rilevati RI03, RI04, RI05, RI06 e RI07 che verrà proposta di seguito, è strutturata con le seguenti fasi di calcolo:

- Fase geostatica di inizializzazione del modello – fase 0;
- Scavo di scotico di 50 cm alla base del rilevato – fase di calcolo No.1;
- Trattamento sotterraneo (DCM) di 8 m di profondità - fase di calcolo No.2;
- Costruzione del rilevato a strati per una durata totale di 6 mesi – da fase di calcolo No.3 a fase di calcolo No.12;
- Consolidazione del rilevato in 18 mesi – fase di calcolo No.13;
- *Reset displacements* + Applicazione del carico dovuto al pacchetto di armamento ferroviario del nuovo rilevato in 1 giorno – fase di calcolo No.14;
- Analisi di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 7 giorni, 14 giorni, 1 mese, 2 mesi, 4 mesi, 6 mesi, 1 anno, 2 anni, 5 anni, 10 anni e 20 anni – da fase di calcolo No.15 a fase di calcolo No.25. Si fa notare che l'analisi Plaxis termina a 20 anni perchè come si potrà dedurre dal grafico in Figura 7.48, la fase corrispondente alla consolidazione primaria termina molto prima ($t_{100} = 2.94$ anni).

7.6.2.2 Cedimenti

Sono stati analizzati i cedimenti dopo la costruzione e la consolidazione – durata totale pari a 24 mesi - del nuovo rilevato (fase 13) e dopo 20 anni di consolidazione (fase 25) per trovare il massimo cedimento residuo dovuto alla consolidazione primaria sulla superficie del rilevato.

Nella seguente figura si possono valutare i cedimenti verticali totali a fine costruzione (Fase 13): il cedimento massimo atteso è pari a 31 cm nel corpo del rilevato, mentre alla base del rilevato il cedimento risulta dell'ordine dei 25 cm. Nella Figura 7.45 invece è rappresentato il cedimento a fine costruzione del nuovo rilevato (fase 13) in corrispondenza della superficie di posa del ballast (i.e.30.8 cm).

In Figura 7.46 e **Figura 7.47** si mostrano i cedimenti (totali ed in corrispondenza del coronamento del rilevato) a 20 anni di consolidazione.

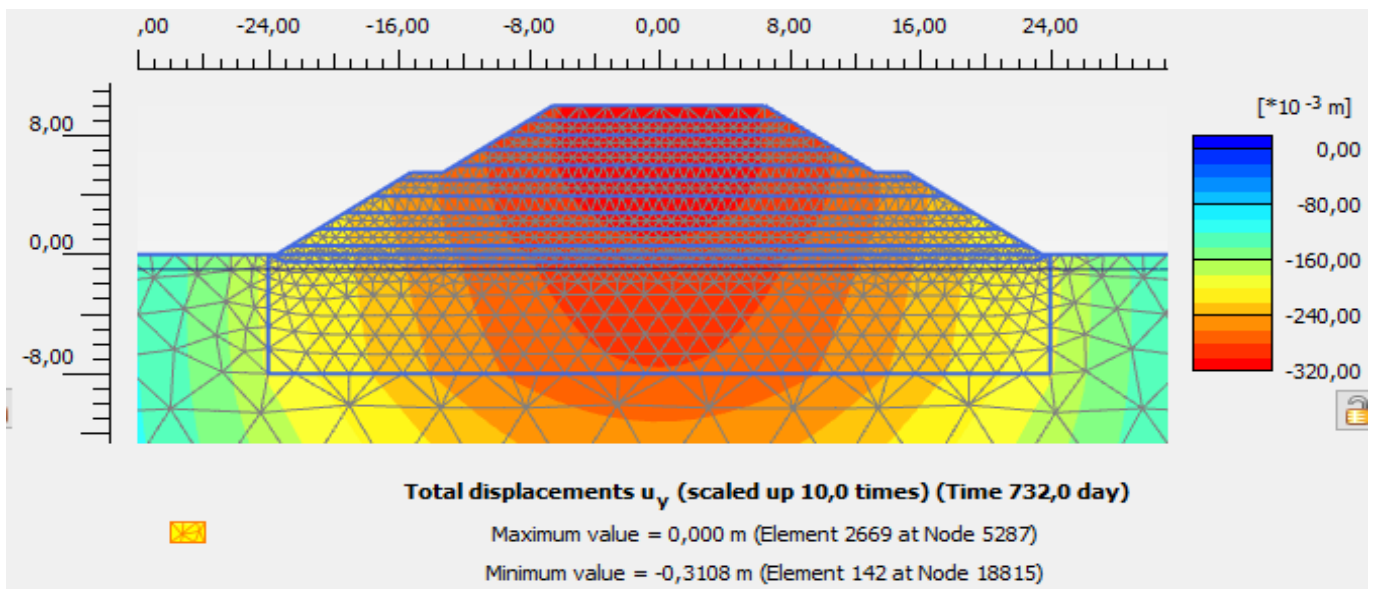


Figura 7.44 Spostamenti verticali al termine della costruzione del rilevato, prima dell'installazione del ballast (fase 13)

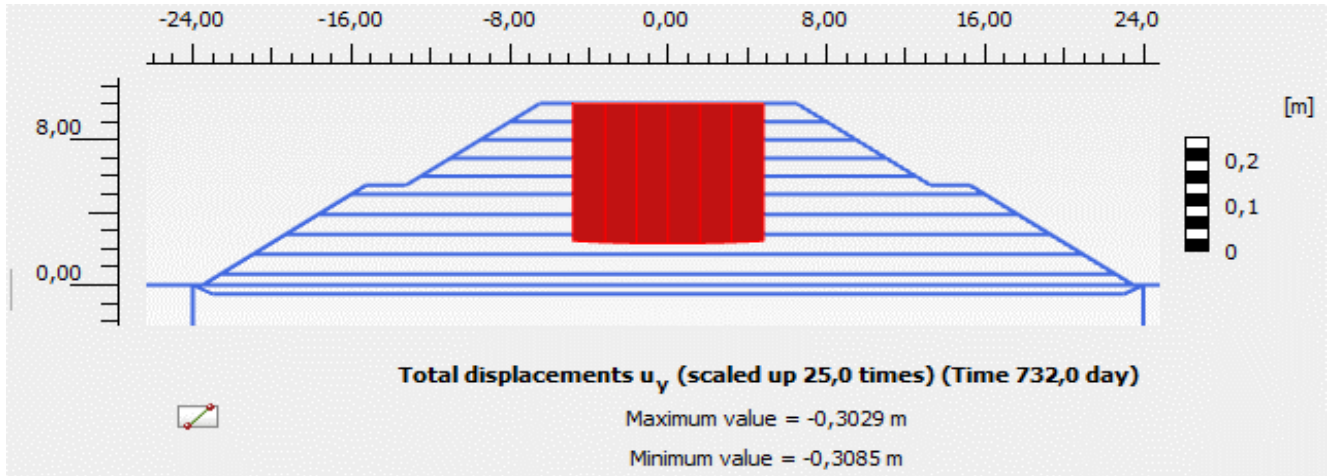


Figura 7.45 Spostamenti verticali in superficie al termine della costruzione del rilevato, prima dell'installazione del ballast (fase 13)

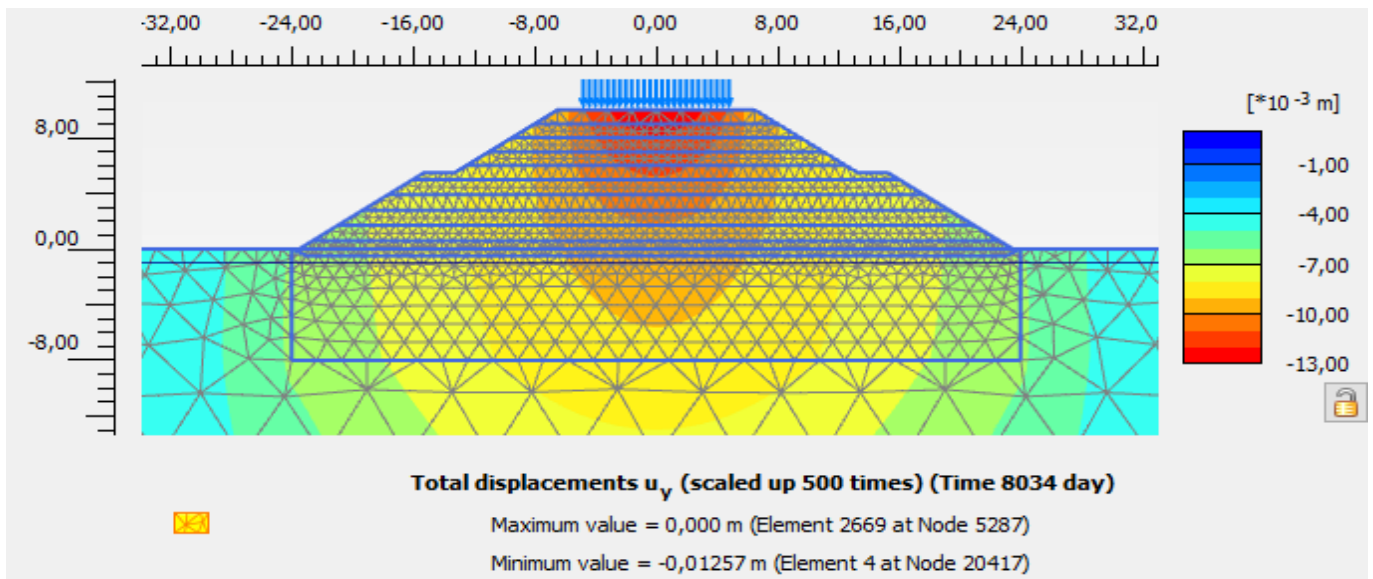


Figura 7.46 Spostamenti verticali residui dopo 20 anni di consolidazione (fase 25)

	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. B

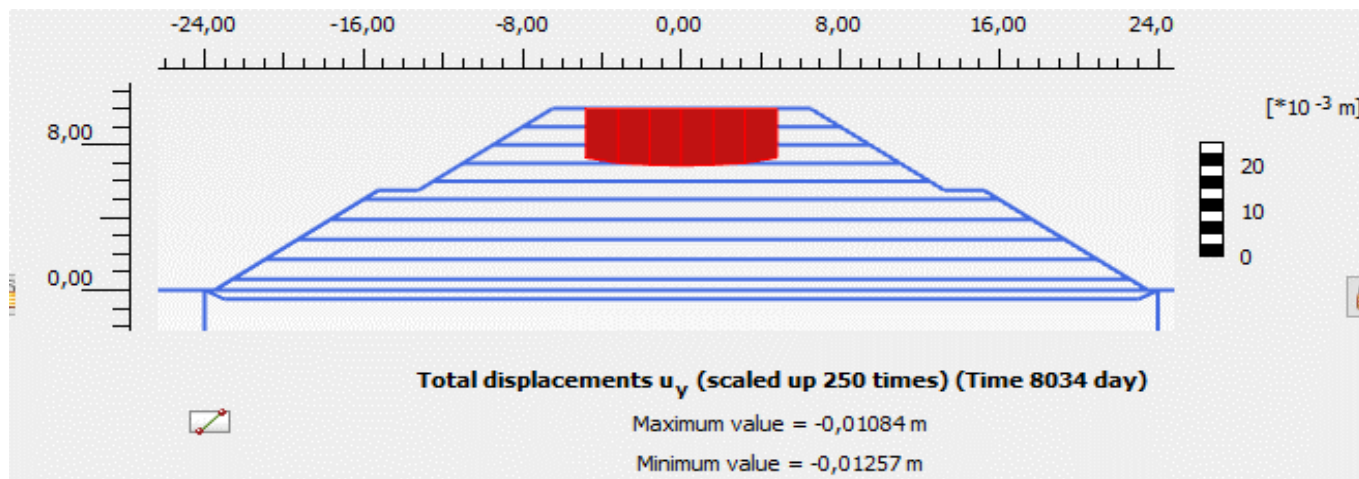


Figura 7.47 Spostamenti verticali residui in superficie dopo 20 anni di consolidazione (fase 25)

Come riscontrabile in **Figura 7.47**, il cedimento residuo dovuto alla consolidazione primaria è 1.3 cm in corrispondenza del piano di posa del ballast.

7.6.2.3 *Curva cedimenti-tempo*

La curva cedimenti-tempo viene estratta in corrispondenza del punto con maggior spostamento verticale del rilevato lungo il piano di posa del ballast, i.e. in asse del rilevato. La valutazione dei cedimenti immediati è calcolata a partire dalla fase 1 fino alla fase 13, ovvero a fine costruzione e consolidazione del nuovo rilevato (dopo 24 mesi). La valutazione dei cedimenti legati alla consolidazione primaria è calcolata a partire dalla fase 14, ovvero dal momento di applicazione dell'armamento ferroviario, fino alla fase 25.

Il cedimento dovuto alla consolidazione secondaria S_s è calcolato secondo la formulazione indicata nel capitolo 6.2.2. Come già descritto, il tempo considerato t (anni) è pari a 102 anni dal momento che l'istante t_0 è considerato da inizio dei lavori (2 anni di costruzione e consolidazione + 100 anni di esercizio dell'opera).

t (anni)	t ₁₀₀ (anni)	C _{α,ε}	H (m) ⁽¹⁾	S _s (cm)
102	2.94	0.200%	27.4	8.4

⁽¹⁾ dallo spessore di riferimento considerata al paragrafo 7.5.3.3 (35.4 m) è stata sottratta la lunghezza delle colonne DCM (8 m). Lo spessore di riferimento considerato è pari a 27.4 m.

Il grafico cedimenti-tempo presenta sull'asse delle ascisse il tempo, espresso in anni, mentre sull'asse delle ordinate viene indicato il cedimento, espresso in mm.

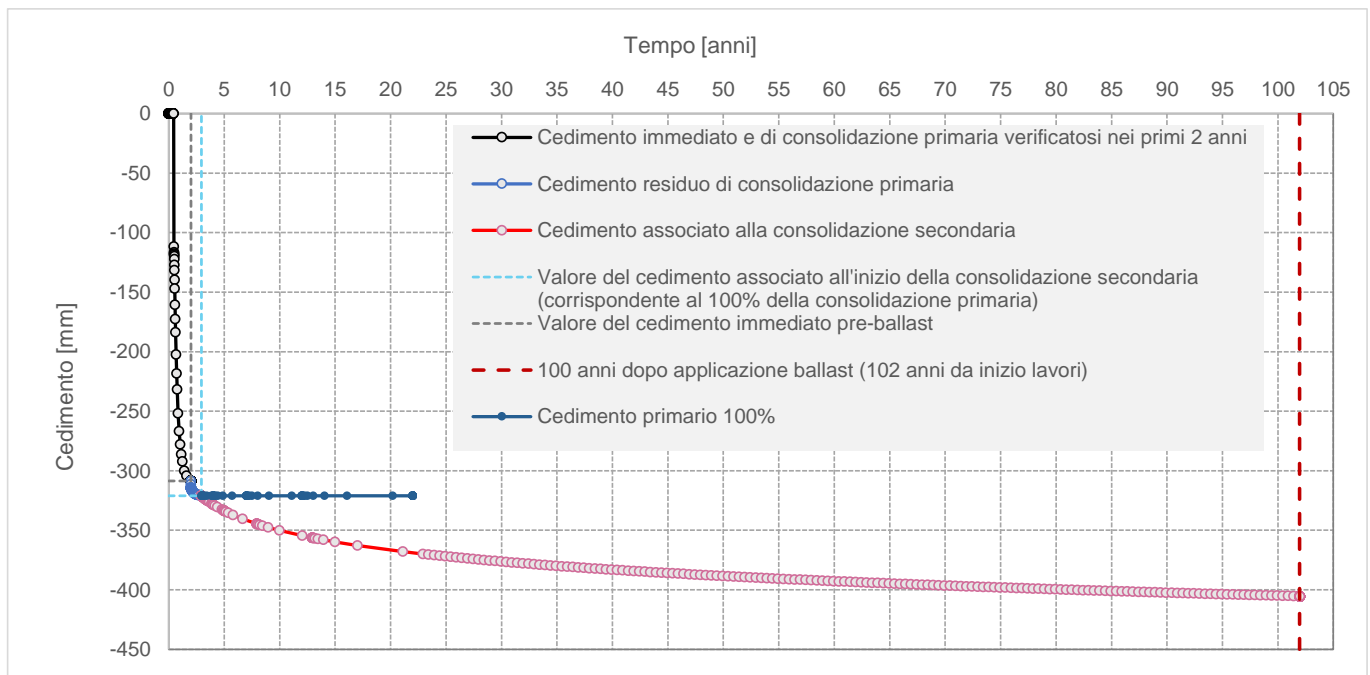


Figura 7.48 Curva cedimenti-tempo Plaxis

Dal grafico precedente si ricavano i valori di cedimento e tempo corrispondenti all'inizio della consolidazione secondaria. In questa fase si è deciso di considerare l'inizio della consolidazione secondaria nel momento in cui si esaurisce completamente la consolidazione primaria, includendo anche il tempo di costruzione e consolidazione del rilevato (2 anni). Ne risulta, quindi:

- Cedimento immediato della costruzione del rilevato (24 mesi): 30.8 cm;
- Cedimento residuo corrispondente al 100% della consolidazione primaria: C_p = 1.3 cm;

- Tempo corrispondente al 100% della consolidazione primaria (t_{100}), avendo anche considerato la durata dei lavori di costruzione (e consolidazione) del rilevato = 2.94 anni;
- Cedimento corrispondente alla consolidazione secondaria: $C_s = 8.4$ cm.

7.6.2.4 Cedimento residuo totale

Il cedimento residuo totale si stima come $C_{tot} = C_p + C_s = 1.3 + 8.4 = 9.7$ cm.

Il cedimento totale è di 9.7 cm quindi inferiore al limite di 10.0 cm, pertanto la verifica sui cedimenti residui è soddisfatta.

7.7 ANALISI RILEVATO N.2 IN S1

Il rilevato qui analizzato è rappresentativo della geometria del rilevato RI11A (riferito al BP) ubicato lungo la tratta finale del tracciato, a Praia a Mare: presenta un'altezza massima pari a circa 5,5 m ed è realizzato con scarpate di pendenza 3H:2V; ospiterà una linea a doppio binario. Si fa presente che si realizzeranno i primi 3 metri di con materiale argilloso proveniente dagli scavi, ovviamente stabilizzato a calce; inoltre, come si verrà in seguito, per esigenze di verifica sismica, si realizzerà una banca di larghezza pari a 2 m tra la scarpata superiore di altezza 4.5 m, e quella inferiore di altezza 1.0 m. Per la geometria del rilevato si rimanda alla sezione tipo indicata in Figura 3.4. L'analisi di stabilità eseguita non considera la presenza del trattamento con colonne in ghiaia.

Il modello geotecnico è rappresentato dalla successione stratigrafica caratterizzata dai parametri meccanici sintetizzati nella seguente tabella. Come da Profilo Geotecnico [10], la falda di progetto è stata posizionata a 2 m sotto il piano di campagna.

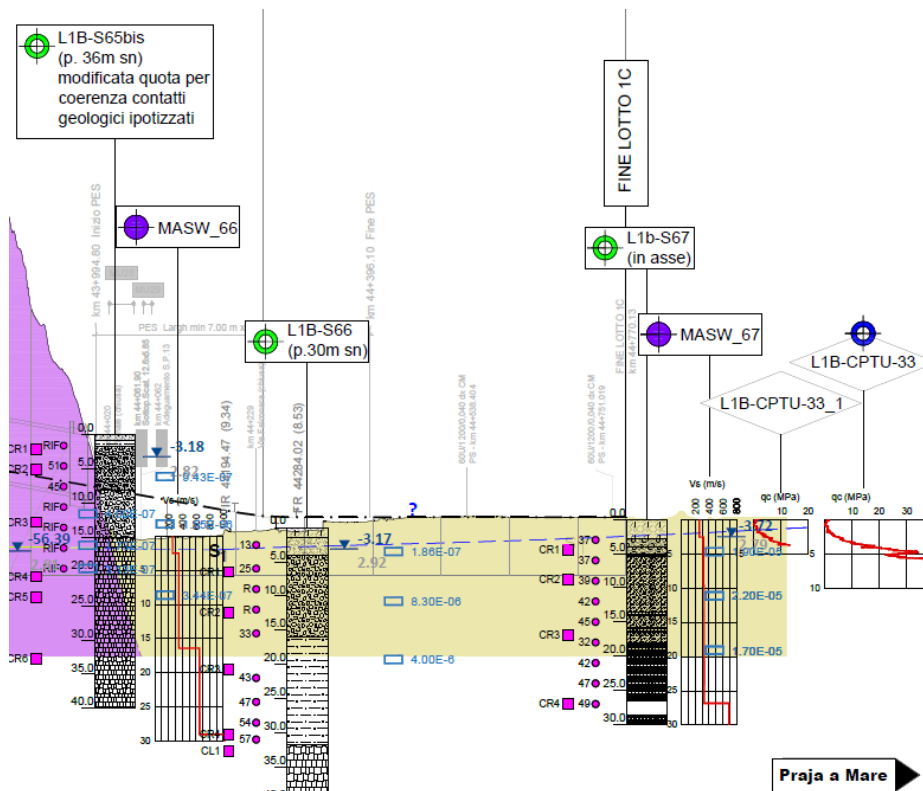


Figura 7.49: sezione rilevato RI11A nel profilo geotecnico.

Tabella 7-8: parametri geotecnici caratteristici.

U.G.	Stratigrafia*	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	c_u (kPa)	Φ' (°)	k (m/s)	E' (MPa)	ν (-)
Nuovo Rilevato ferroviario "standard"	da +5,5 m a +3 m	20.0	0	NA	38	1.0 E-5	30	0.30
Nuovo Rilevato ferroviario stabilizzato a calce	da +3 m a 0 m	17.0	50	400	30	1.0 E-5	30	0.30
S1	<0 m	19.0	0	NA	35	5.0 E-5	40	0.30

*si assume fittiziamente come riferimento p.c.=0 m

Come indicato in Figura 3.3, i primi 3 metri di rilevato posti sopra il piano di campagna sono stati considerati con parametri geotecnici che tengono conto della stabilizzazione a calce.

7.7.1 Analisi di stabilità

Il modello di calcolo analizzato è riportato nella seguente figura.

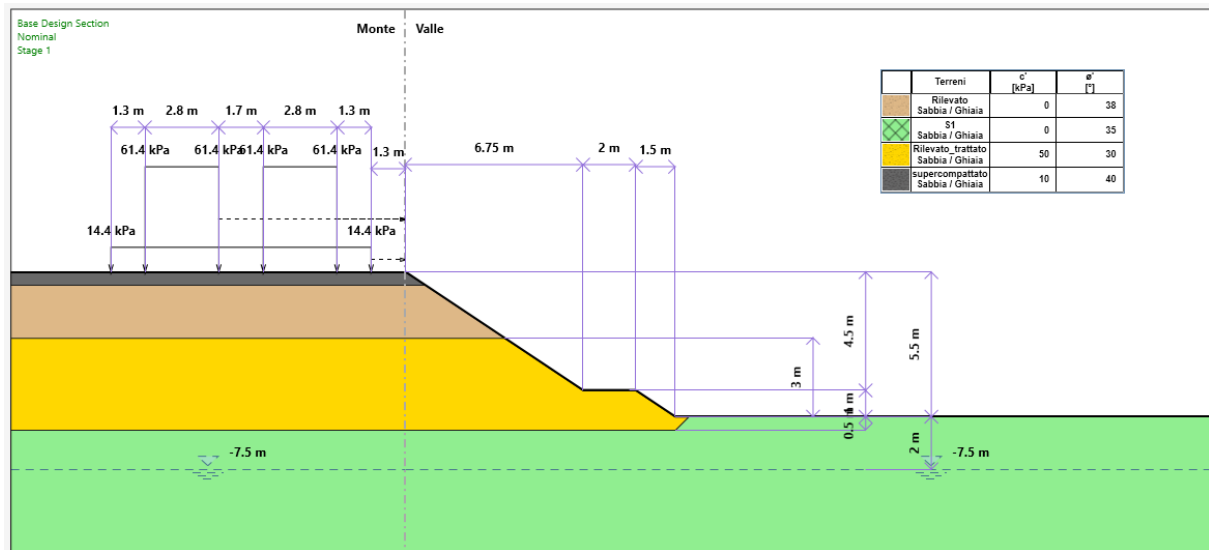


Figura 7.50: modello di calcolo.

Dal momento che il comportamento del materiale analizzato (S1) è di tipo "granulare", saranno eseguite unicamente le analisi di stabilità in condizioni drenate.

7.7.1.1 Analisi in condizioni statiche in condizioni drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità eseguite in condizioni di stato limite ultimo in assenza di azione sismica. Nelle medesime figure sono inoltre riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto.

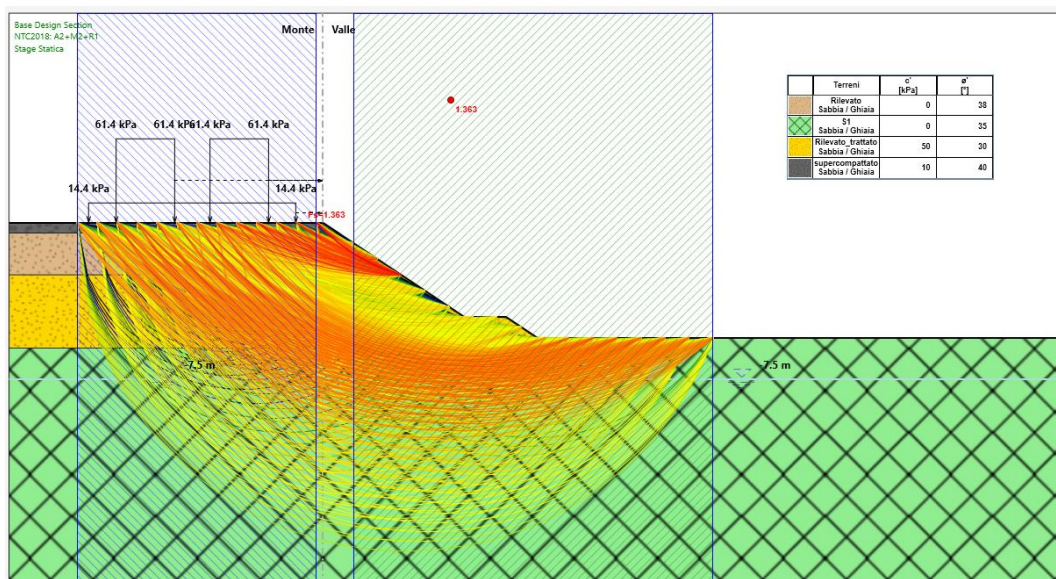


Figura 7.51: Rilevato H=5.5 m_ superfici analizzate (SLU:A2+M2+R2) – cond.drenate.

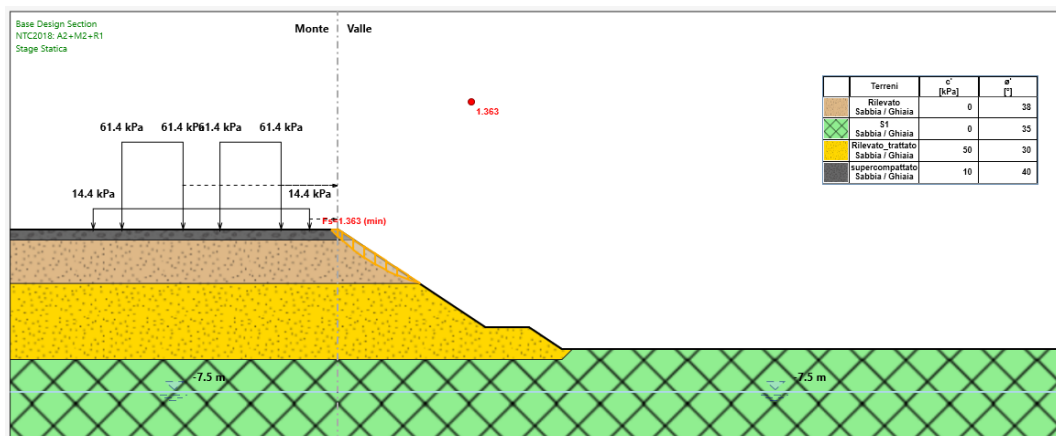


Figura 7.52: Rilevato H=5.5 m_ superficie di scorrimento critica (SLU:A2+M2+R2) – cond.drenate.

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.36$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$

, considerando una risposta drenata dei terreni presenti, la verifica di stabilità globale allo SLU in condizioni statiche risulta soddisfatta.

7.7.1.2 Analisi in condizioni sismiche in condizioni drenate

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di stabilità eseguite in condizioni sismiche, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), considerando un comportamento del terreno in sito drenato. Nelle medesime figure sono riportate le superfici di scorrimento analizzate ed il fattore di sicurezza minimo ottenuto. La combinazione di carico considerata allo SLV è (SISMICA GEO: coefficienti unitari).

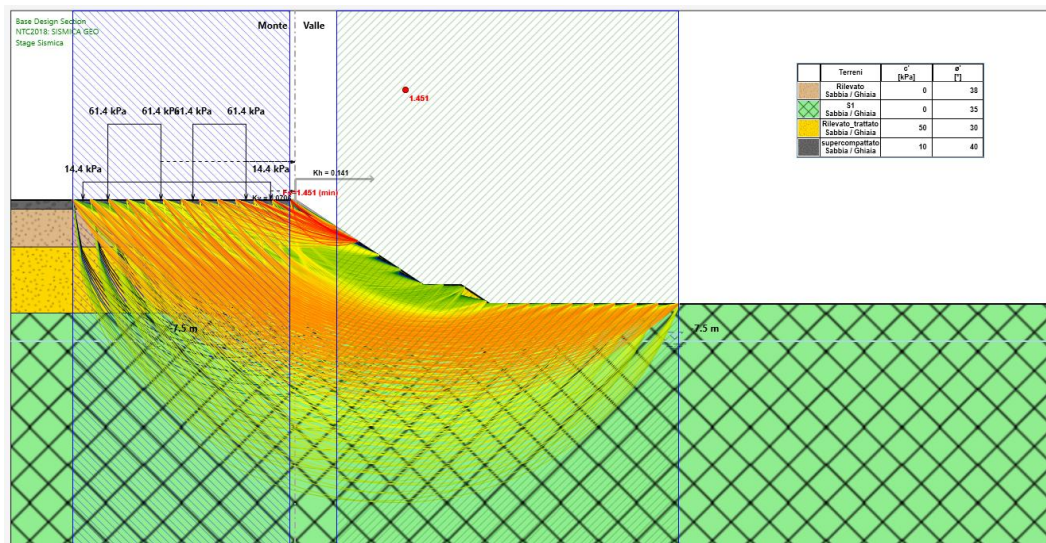


Figura 7.53: Rilevato H=5.5 m_ superfici analizzate kv (+) (SLV) – cond.drenate.

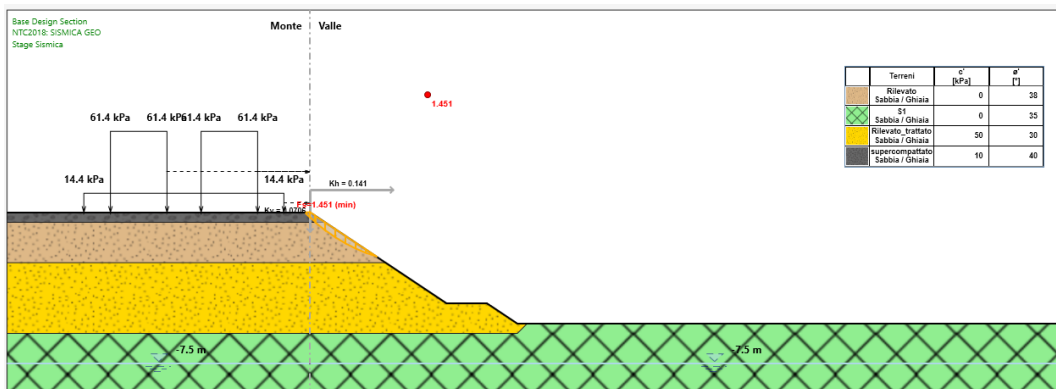


Figura 7.54: Rilevato H=5.5 m_ superficie di scorrimento critica kv (+) (SLV) – cond.drenate.



LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	GE 00 06 001	B	86 di 86

Il fattore di sicurezza FS minimo è pari a: $FS_{MIN} = 1.45$

Essendo soddisfatta la relazione: $FS_{MIN} \geq R2 = 1.20$

, considerando una risposta drenata dei terreni presenti, la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche allo SLV risulta soddisfatta.

7.7.2 Verifica dei cedimenti

Considerando la natura granulare del materiale su cui appoggia il rivelato in esame, non è stato ritenuto necessario eseguire l'analisi dei cedimenti tramite modello FEM in quanto i cedimenti legati al fenomeno di consolidazione primaria sono stimati trascurabili.