

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01 e s.m.i.

S.O. Corpo Stradale

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

GEOTECNICA

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo rilevati stradali

SCALA:

-

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

IADR 00 D 29 RH GE0000 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione PD per AI	M.Botta <i>M. Botta</i>	SETT '23	A.Santacaterina-A.DiCostanzo <i>A. Santacaterina</i>	SETT '23	G.Dimaggio <i>G. Dimaggio</i>	SETT '23	F.ARDUINI 29/09/2023

File: IADR00D29RHGE0000002A

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	4
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	5
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	6
2.3	SOFTWARE	7
3	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI IN TRINCEA E IN RILEVATO.....	8
3.1	RILEVATI.....	8
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO.....	10
4.1	MODELLO GEOTECNICO.....	10
4.2	INQUADRAMENTO SISMICO	11
5	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE	12
5.1	CRITERI GENERALI DI VERIFICA.....	12
5.2	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	13
5.2.1	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	13
5.2.2	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	15
5.3	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	15
5.3.1	<i>Stati limite ultimi (SLU) - Verifica allo stato limite SLV</i>	15
5.3.2	<i>Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale allo SLV</i>	16
6	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE.....	17
6.1	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE SLU.....	17
6.2	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE SLE.....	19
7	ANALISI DELLE SEZIONI DI CALCOLO	21
7.1	CARICHI DI PROGETTO.....	22
7.2	ANALISI RILEVATO.....	23

7.2.1	<i>Analisi di stabilità in condizioni statiche e sismiche</i>	24
7.2.2	<i>Verifica dei cedimenti</i>	28
7.3	ANALISI RILEVATO ALLEGGERITO	29
7.3.1	<i>Analisi di stabilità in condizioni statiche e sismiche</i>	30
7.3.2	<i>Verifica dei cedimenti</i>	34

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono descritti i risultati del calcolo dei cedimenti e le verifiche di stabilità dei rilevati nel Progetto Definitivo della "Variante di tracciato tra Palese e Santo Spirito". L'area interessata dal progetto ricade nella zona a nord - ovest della città di Bari, nell'area compresa tra l'aeroporto internazionale di Bari e il comune di Giovinazzo.



Figura 1-1: inquadramento planimetrico del tracciato in progetto - Google Earth.

La nuova infrastruttura si sviluppa in rilevato solo nella porzione iniziale, tra le pk 0+850 e 1+170 circa, con altezze massime pari a circa 3m. Lungo il resto del tracciato le opere ferroviarie sono costituite da gallerie artificiali o trincee, che comportano l'apertura di scavi fino a un massimo di circa 17 metri, aventi carattere provvisorio o definitivo, rispettivamente per le due diverse tipologie di opere, gallerie artificiali o trincee.

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 del 2022 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [4] RFI DTC SI CS SP IFS 004 del 2022- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [5] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [6] 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

- [7] ITALFERR – Progetto Preliminare – Riassetto Nodo di Bari – Relazione Geologica e Idrogeologica (Doc. IAY100R69RGGE0001001)
- [8] ITALFERR – Progetto Preliminare – Riassetto Nodo di Bari – Planimetria ubicativa sondaggio XIA32D003 (Doc. IAY100R78P5GE0001001)
- [9] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Indagini geognostiche e prove in situ (Doc. IA7X00R69SGGE0005001)
- [10] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Indagini geofisiche (Doc. IA7X00R69IGGE0005001)
- [11] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Schede di rilevamento degli stop geologici e geomeccanici (Doc. IA7X00R69RHGE0005001)
- [12] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Prove geotecniche di laboratorio (Doc. IA7X00R69PRGE0005001)
- [13] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc. A7X00R69RGGE0001001)
- [14] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Carta e profilo geologico (Doc. IA7X00R69NZGE0001001)
- [15] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Carta e profilo idrogeologico (Doc. IA7X00R69NZGE0002001)
- [16] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Relazione geotecnica generale (Doc. IADR00D28GEGE0000001)
- [17] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 1 (Doc. IADR00D28L6GE0000001)
- [18] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 2 (Doc. IADR00D28L6GE0000002)

- [19] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 3 (Doc. IADR00D28L6GE0000003)
- [20] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 4 (Doc. IADR00D28L6GE0000004)
- [21] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 5 (Doc. IADR00D28L6GE0000005)
- [22] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 6 (Doc. IADR00D28L6GE0000006)
- [23] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 7 (Doc. IADR00D28L6GE0000007)
- [24] ITALFERR – Progetto Definitivo – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Interventi tipo di protezione/rinforzo delle scarpate di scavo (Doc. IADR00D28WZGE0000001)

2.3 SOFTWARE

- [25] Paratie Plus modulo VSP

3 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI IN TRINCEA E IN RILEVATO

Di seguito una breve descrizione delle caratteristiche delle sezioni in rilevato. Tutte le opere incluse in progetto saranno realizzate con i materiali e le modalità costruttive descritte nel Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili di RFI [4].

3.1 RILEVATI

I rilevati delle nuove viabilità hanno altezze massime di 1.5 m e le verranno profilate con pendenza H:B pari a 2:3; sia assume un'altezza di 2.0m nelle verifiche si stabilità. Mentre i rilevati alleggeriti raggiungono altezze massime di circa 8.0m e sono costituiti da strati alternati di argilla espansa e misto granulare stabilizzato. In questo caso di assume una densità media per il rilevato alleggerito pari a 10 kN/m³.

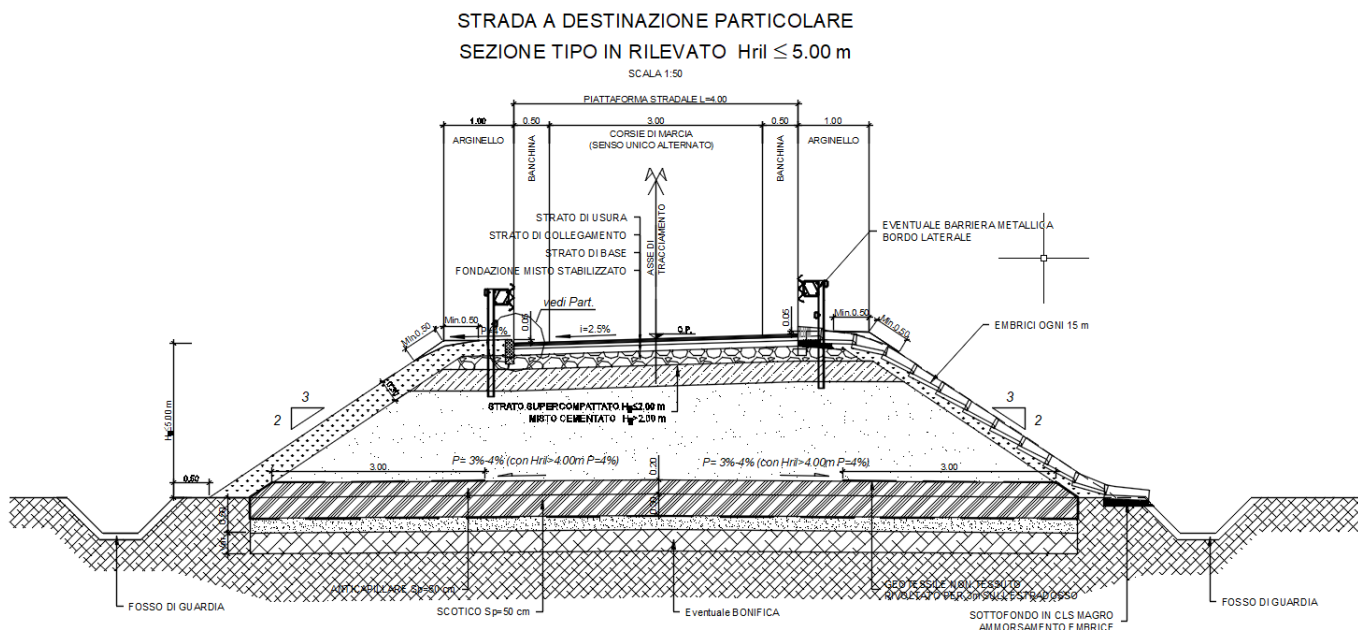


Figura 3-1 Sezione tipo in rilevato

Il corpo del rilevato verrà realizzato utilizzando le terre provenienti da scavi di sbancamento delle trincee appartenenti ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A2-6, A2-7, A3 e A4, di cui alla classificazione delle terre della norma UNI 11531-1/2014, o eventualmente terre provenienti da cave di prestito, appartenenti ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A2-6, A2-7, A3. Non dovranno essere impiegate terre del gruppo A3 con

coefficiente di disuniformità minore o uguale a 7, inteso quale rapporto tra i passanti ai setacci 0,4 mm e 0,063 mm.

Per la formazione del corpo dei rilevati potranno essere impiegati frammenti rocciosi delle dimensioni non maggiori di 125 mm (UNI 11531-1/2014) così da poter formare strati dello spessore massimo di 50 cm. In ogni caso, sia che si tratti di terre, sia che si tratti di rocce frantumate, il grado di uniformità dei materiali utilizzati, definito come il rapporto tra il passante al setaccio D60 e il passante al setaccio D10 ($G.U. = D60 / D10$) dovrà essere ≥ 15 .

Il materiale impiegato per la formazione del corpo del rilevato dovrà essere steso in strati di spessore non superiore a 50 cm (materiale sciolto) per le terre dei gruppi A1, A2-4 e non superiore a 30 cm (materiale sciolto) per il materiale dei gruppi A2-5, A2-6, A2-7, A3 ed A4. Su ciascuna sezione trasversale i materiali impiegati per ciascuno strato dovranno essere dello stesso gruppo o sottogruppo.

Nel caso di allargamento di un rilevato esistente, previa asportazione dello strato di terreno vegetale umifero, si dovrà ritagliare, con ogni cautela, a gradoni orizzontali la scarpa del corpo del rilevato su cui andrà addossato il nuovo materiale, avendo cura di procedere per fasi, facendo immediatamente seguire ad ogni gradonatura (dell'altezza massima di 50 cm) la stessa del relativo nuovo strato (tale da coprire la gradonatura stessa) ed il suo costipamento, in modo da assicurare comunque la viabilità del rilevato esistente.

Il nucleo del rilevato alleggerito costituito da strati di argilla espansa e misto granulare dovrà opportunamente essere confinato lateralmente. La sequenza si articola nelle seguenti fasi:




1. Preparazione del piano di posa;
2. Applicazione del TNT sul piano di posa;
3. Realizzazione, sagomatura e compattazione degli argini laterali;
4. Posa e stendimento del primo strato di argilla espansa per lo spessore di 80cm;
5. Risvolto del geotessile a protezione dello strato di argilla espansa;
6. Posa e stendimento del misto granulare per lo spessore di 20cm;
7. Compattazione del pacchetto;
8. Esecuzione del secondo strati rilevato ripetendo la sequenza a partire dalla fase 3.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

4.1 MODELLO GEOTECNICO

In accordo a quanto riportato in relazione geotecnica generale, le verifiche effettuate in questa fase progettuale saranno svolte cautelativamente assumendo il limite inferiore del GSI attribuito alle unità geotecniche C1a/b/c/d-C2a/b/c. Nella tabella che segue, vengono riepilogati i valori dei parametri geotecnici delle unità presenti lungo il tracciato.

Tabella 4-1: parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche.

Unità Geotecnica		γ	φ'	c'	C_u	GSI	σ_{ci}	m_i	E_{op}	k
		(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)		(MPa)		(MPa)	(m/s)
	TC	19.0	28-30	0-5	-	-	-	-	10	-
	CAL Calt	20.0	35-37	0-10	-	-	-	-	50	1E-03 ÷ 1E-05
	LA	19.0	24-28	10-20	20-50	-	-	-	5-15	1E-05 ÷ 1E-07
	C1a *	24.0	*	*	-	30	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-06
	C1b *	24.0	*	*	-	20	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-06
	C1c*	24.0	*	*	-	35	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-06
	C1d*	24.0	*	*	-	40	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-06
	C2a*	24.0	*	*	-	30	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-06
	C2b*	24.0	*	*	-	35	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-06
	C2c*	24.0	*	*	-	40	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-06
<p>*C1c e C2c da pk 0 a 2+250, C1a e C2b da pk 2+250 a 5+850, *C1b e C2a da pk 5+850 a 8+100 e C1d e C2c da pk 8+100 a fine intervento;</p>										
<p>γ = peso specifico; c' = coesione m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta; k = permeabilità.</p> <p>φ' = angolo d'attrito GSI = Geological Strength Index; E = modulo di rigidezza;</p>										

* valutati caso per caso in funzione dello stato tensionale

Con:

γ = peso specifico;

c' = coesione

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta;

k = permeabilità.

φ' = angolo d'attrito

GSI = Geological Strength Index;

E = rigidezza;

Per le unità geotecniche superficiali (TC/CAL/Calt), si adatterà un valore di coesione efficace $c'=0$ kPa.

La falda, sulla base di quanto riportato in relazione geologica e geotecnica, si trova a 0 m s.l.m. e non è pertanto interferente con gli interventi in oggetto.

4.2 INQUADRAMENTO SISMICO

Per la valutazione dell'azione sismica, in accordo a quanto riportato nel Doc. [16], si considera $V_R=112.5$ (= $75 \cdot 1.5$) anni, categoria di sottosuolo E ($S_S = 1.6$) e sito pianeggiante ($S_T = 1$) e pertanto si ottiene:

Tabella 4-2: parametri sismici.

TRATTO	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
A1 (da inizio a metà tracciato)	0.121	1.600	0.194
A2 (da metà a fine tracciato)	0.111	1.600	0.177

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:

	NODO DI BARI BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI STRADALI	COMMESSA IADR	LOTTO 00	CODIFICA D29RH	DOCUMENTO GE 00 00 002	REV. A

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:

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

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 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	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_e'	1.0	1.25
Coesione efficace	γ_e'	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.0	1.0

	NODO DI BARI BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE PROGETTO DEFINITIVO					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI STRADALI	COMMESSA IADR	LOTTO 00	CODIFICA D29RH	DOCUMENTO GE 00 00 002	REV. A

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 istantanei, sia di consolidazione primaria e di consolidazione secondaria, e il loro andamento nel tempo, in funzione delle caratteristiche dei terreni che costituiscono il sottosuolo. Il calcolo degli eventuali cedimenti differiti nel tempo deve essere effettuato tenendo conto solo dei carichi e sovraccarichi permanenti.

Sulla base di quanto riportato nel Manuale di progettazione (doc. [3]), andrà verificato che il cedimento residuo, a far data dal completamento del piano di posa del ballast, sia minore di 5 cm.

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.

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:

Tabella 5-4: coefficienti sismici.

TRATTO	a_{\max} (g)	k_h (-)	k_v (-)
A1 (da inizio a metà tracciato)	0.194	0.074	0.037
A2 (da metà a fine tracciato)	0.177	0.067	0.034

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 che in condizioni sismiche mentre per le trincee provvisorie, aventi durata inferiore a 2 anni, in accordo a quanto riportato nel Doc. [1], le verifiche sismiche sono state omesse.

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:

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

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 SLU 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 utilizza 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, Paratie Plus 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 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 scivolamento 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 scivolamento generica definita tramite una spezzata.

Per le analisi dei rilevati è stato utilizzato il secondo modo 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 (con profondità minori di 1 m ca.).

Per le analisi di stabilità delle trincee invece sono stati utilizzati due diversi metodi, uno per la ricerca di superfici più superficiali, all'interno cioè dei primi strati di terreno a comportamento granulare, e una per la ricerca di potenziali superfici critiche che interessano l'ammasso roccioso. Nel primo caso è stato adottato un metodo analogo a quello utilizzato per i rilevati mentre nel secondo caso l'assunzione di superfici circolari è stata ritenuta poco realistica e si è ritenuto più opportuno considerare fasci di superfici planari. Sono state quindi definite delle linee passanti per il piede di ogni scarpata. Per

ciascuna linea così inserita il software ha generato un fascio di rette, avente centro in corrispondenza del piede, che intercettano il piano campagna in punti diversi.

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 è stata considerata la sezione ritenuta più rappresentativa delle condizioni maggiormente critiche per la tratta in esame.

Date le caratteristiche geotecniche dell'area sono stati valutati, con la metodologia riportata a seguire, i soli cedimenti istantanei.

La valutazione dell'ordine di grandezza dei cedimenti attesi sotto i carichi di esercizio è stata effettuata attraverso la teoria dell'elasticità. Facendo ricorso alla teoria del semispazio elastico omogeneo ed isotropo, è possibile definire in ogni punto del sottosuolo e per il previsto schema di carico i valori delle corrispondenti tensioni indotte. Il corpo di carico del rilevato è suddiviso in corpi di carico riconducibili a quelli di Figura 6-1, che consentono di determinare le tensioni indotte in forma analitica chiusa.

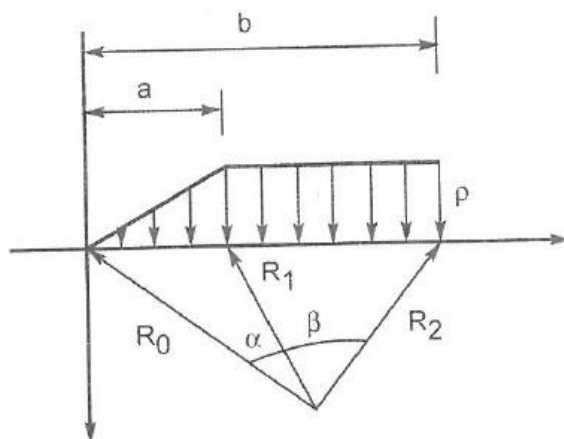


Figura 6-1: schematizzazione carico rilevato.

Con tale metodo le espressioni delle tensioni indotte dal singolo corpo di carico sono:

$$\Delta\sigma_z = p/\pi \cdot [\beta + x\alpha/a - z/R_2^2 \cdot (x - b)]$$

$$\Delta\sigma_x = p/\pi \cdot [\beta + x\alpha/a + z/R_2^2 \cdot (x - b) + 2z/a \cdot \log R_1/R_0]$$

$$\Delta\sigma_y = \nu \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z)$$

Ricavati ad ogni profondità z i corrispondenti valori di $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$ e $\Delta\sigma_z$, dovuti alla sovrapposizione degli effetti dei singoli corpi di carico, è possibile ricavare il corrispondente valore della ε_z attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = [\Delta\sigma_z - \nu \cdot (\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)]/E$$

noti i valori del modulo di deformabilità E ed il coefficiente di Poisson ν .

Suddividendo il terreno al di sotto del rilevato in strati di spessore Δz_i , è possibile valutare il cedimento dello strato i – esimo attraverso l'espressione:

$$\delta z_i = [\Delta\sigma_z - \nu \cdot (\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)]/E \cdot \Delta z_i$$

Il cedimento complessivo è pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati e quindi pari a:

$$\delta z_j = \sum_i \delta z_i = \sum_i [\Delta\sigma_z - \nu \cdot (\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)]/E \cdot \Delta z_i$$

Se il sottosuolo sul quale è realizzato il rilevato è costituito da n strati, il cedimento complessivo è pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati:

$$\delta_{tot} = \sum_j \delta z_j$$

Il calcolo può essere esteso o su tutto lo spessore dello schema geometrico definito o esteso fino ad una profondità massima, intesa come quella profondità alla quale il rapporto tra l'incremento dei tensione media nel sottosuolo per effetto del sovraccarico dovuto al rilevato $\Delta\sigma_m = (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z)/3$ e la tensione media efficace $\sigma_{m0} = (\sigma'_{v0} + 2k_0 \cdot \sigma'_{v0})/3$ risulta pari ad una certa percentuale impostata. (es. 1%).

7 ANALISI DELLE SEZIONI DI CALCOLO

Per l'esecuzione delle verifiche è stata selezionata la sezione in rilevato ritenuta maggiormente rappresentativa in funzione dell'assetto stratigrafico e della geometria della sezione.

Tabella 7-1: rilevati - sezioni di analisi.

Sezione	Progressiva	Altezza rilevato (m)	Stratigrafia		
			da (m)	a (m)	U.G.
Rilevato NV02a	1+200	2.00	0.00	0.50	TC
			0.50	1.50	Calt
			1.50	8.00	C1a
			8.00	-	C2
Rilevato alleggerito	4+789	8.00	0.00	0.50	TC
			0.50	1.50	Calt
			1.50	8.00	C1a
			8.00	-	C2

Per la valutazione dei parametri di resistenza in termini di Mohr Coulomb (c' e φ') dell'ammasso roccioso le singole unità geotecniche sono state suddivise in sottostrati e per ognuno di essi è stato considerato un valore di σ_{3max} determinato attraverso la relazione:

$$\sigma_{3max} = 0.72 \sigma_{cm} \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$$

con:

- σ_{cm} = resistenza uniassiale dell'ammasso;
- γ = peso specifico dell'ammasso;
- H = profondità della base del singolo sottostrato rispetto al piano campagna.

Per i rilevati ferroviari vengono considerati i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente, secondo quanto indicato dal Manuale di Progettazione RFI.

Tabella 7-2: parametri geotecnici rilevato ferroviario

Strato	Legame costitutivo	γ	ϕ'	c'	E'
[-]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]
Rilevati	Mohr Coulomb	19	35	0	30
Rilevati alleggeriti	Mohr Coulomb	10	38	0	30

7.1 CARICHI DI PROGETTO

I carichi di progetto considerati nelle analisi oggetto del presente documento sono i seguenti:

- Sovraccarico rappresentativo del traffico stradale (SLU).
- Azione sismica per le analisi di stabilità. (SLU).

Il sovraccarico da traffico stradale, è stato posto pari a 20kPa e applicato sulla sommità del rilevato su una fascia di larghezza 8.5 m.

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

7.2 ANALISI RILEVATO

Il rilevato presenta un'altezza massima pari a circa 1.1 m ed è realizzato con scarpate di pendenza 2:3. L'analisi verrà svolta, cautelativamente, considerando un'altezza del rilevato pari a 2.0m.

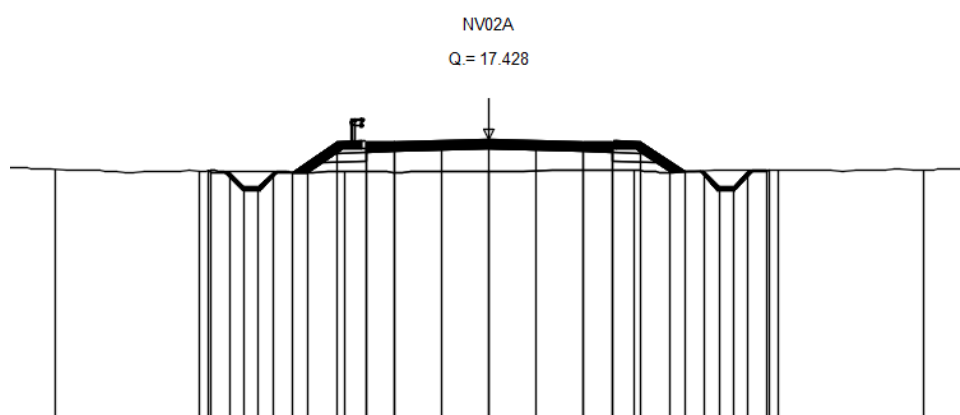


Figura 7-1 Sezione in rilevato

Il modello geotecnico è rappresentato dalla successione stratigrafica caratterizzata dai parametri meccanici sintetizzati nella seguente tabella. La falda non influisce sulle analisi essendo posizionata a circa - 20.0 m rispetto al piano di campagna (0 m s.l.m.)

Tabella 7-3: stratigrafia di analisi e parametri geotecnici.

U.G.	da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	E' (MPa)	ν (-)
Rilevato NV02	2.00	0.00	19.0	0	35	30	0.25
Calt	0.00	-1.50	20.0	0	35	50	0.25
C1	-1.50	-	24.0	43	43	500	0.25

Per l'analisi dei carichi si rimanda al paragrafo 7.1.

7.2.1 Analisi di stabilità in condizioni statiche e sismiche

In Figura 7-2 è riportata un'immagine del modello di calcolo.

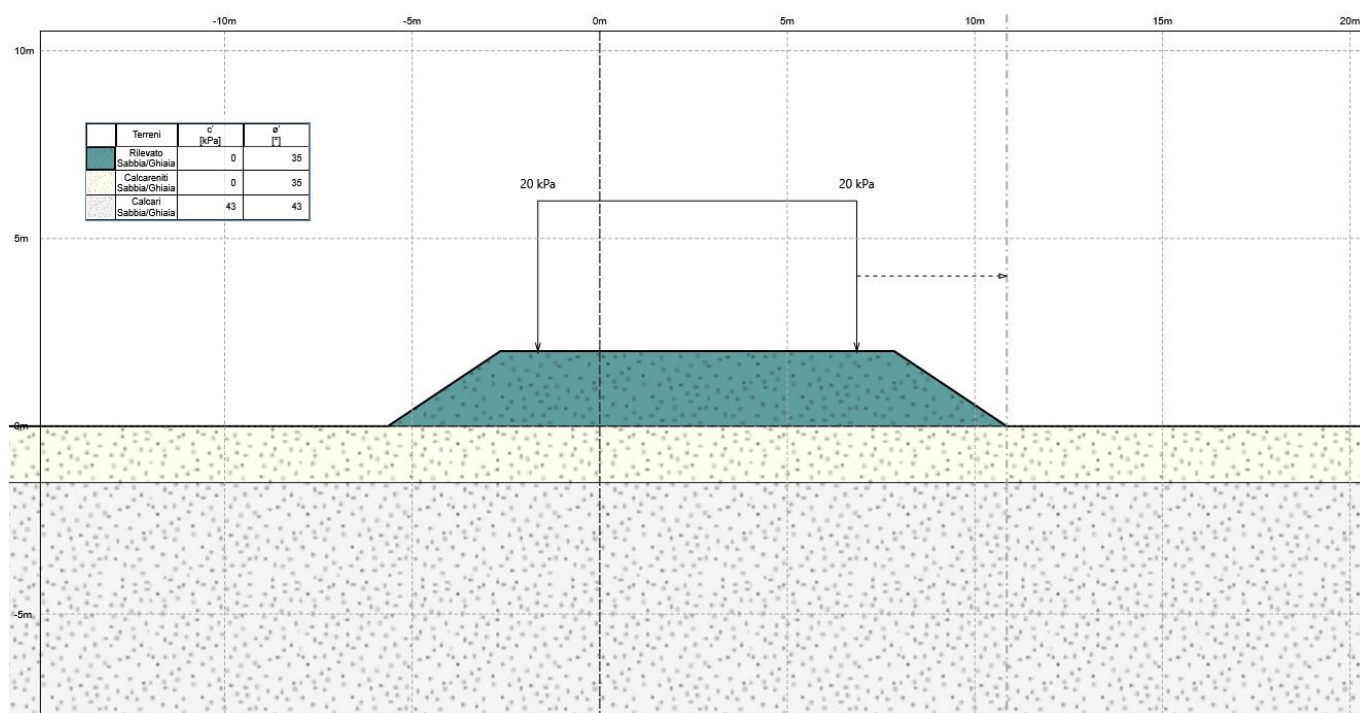


Figura 7-2: modello di calcolo.

In Figura 7-3 e Figura 7-8 vengono riportate superfici analizzate e i fattori di sicurezza minimi ottenuti rispettivamente in condizioni statiche e sismiche.

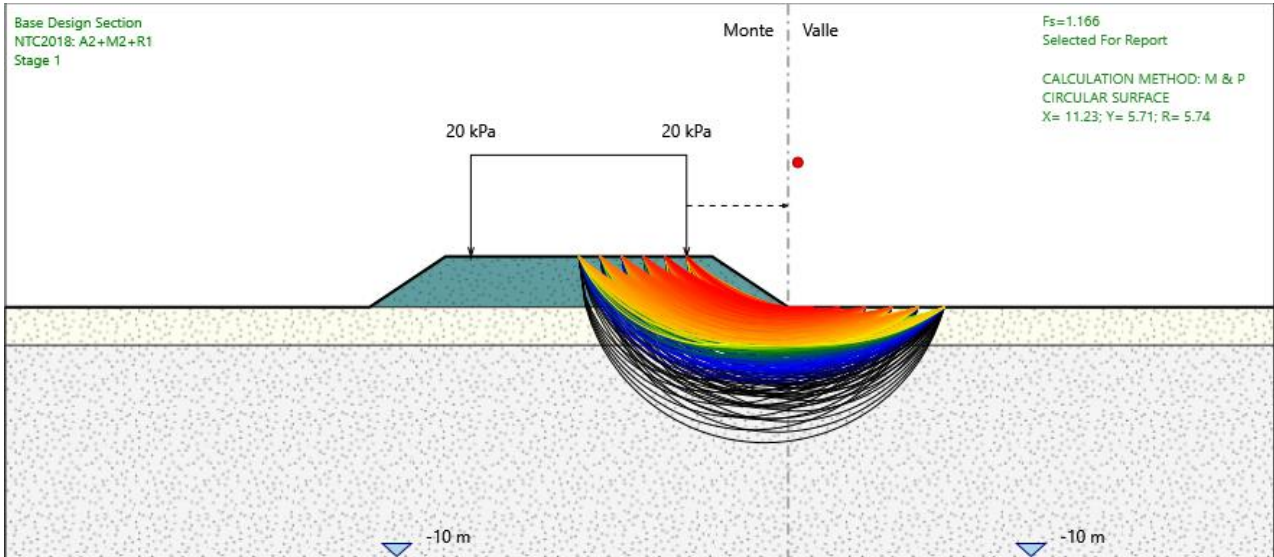


Figura 7-3: analisi di stabilità in condizioni statiche.

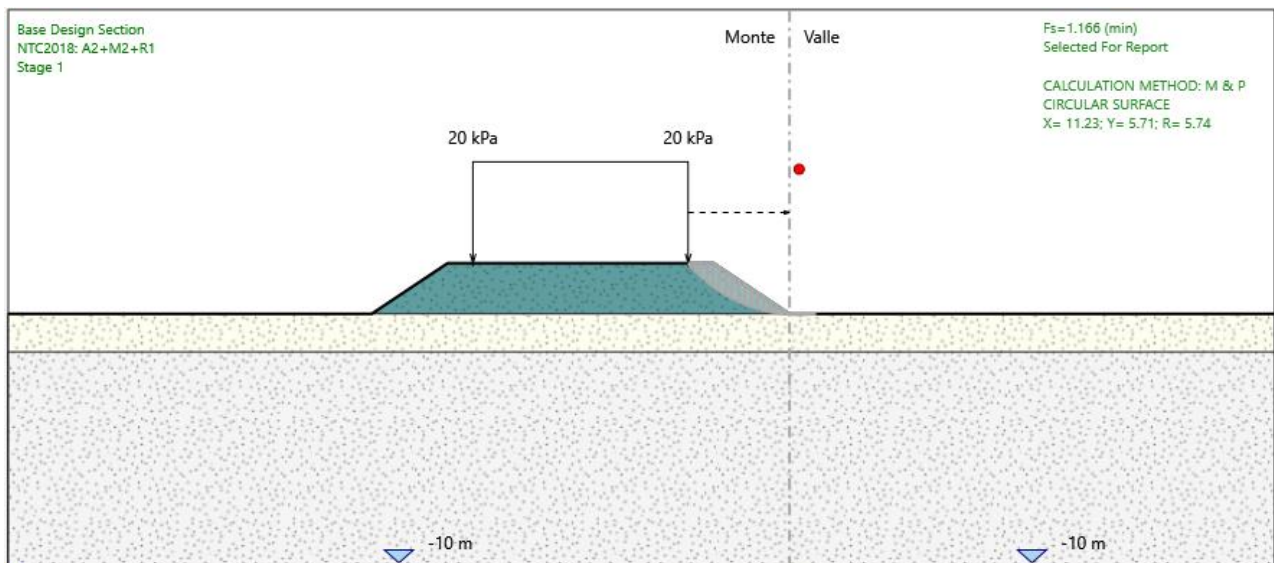


Figura 7-4: superficie critica in condizioni statiche.

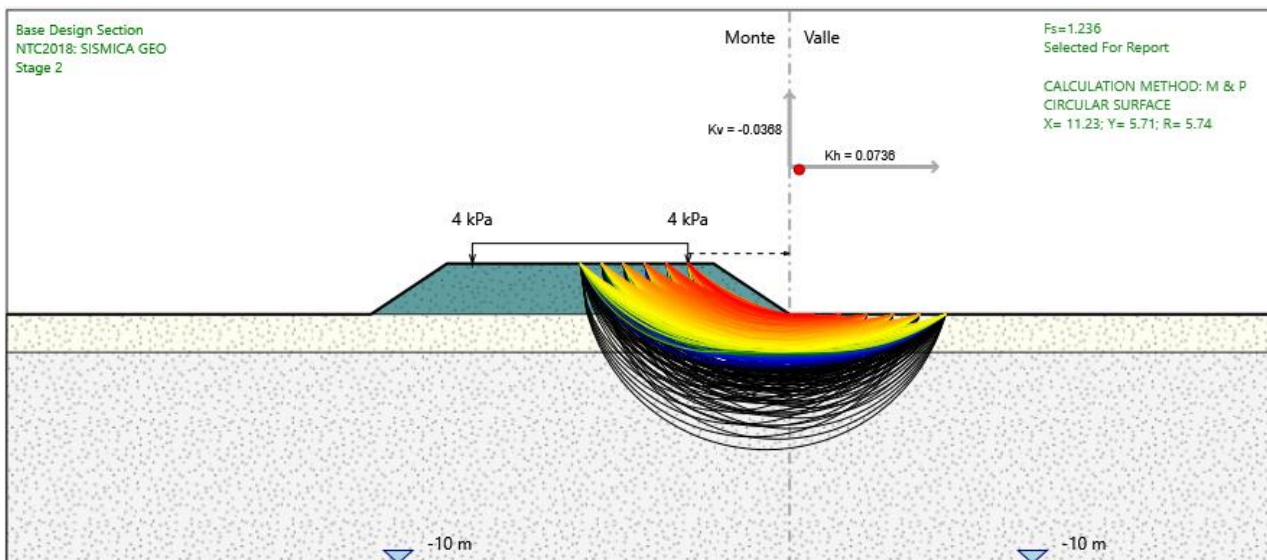


Figura 7-5: analisi di stabilità in condizioni sismiche kv-.

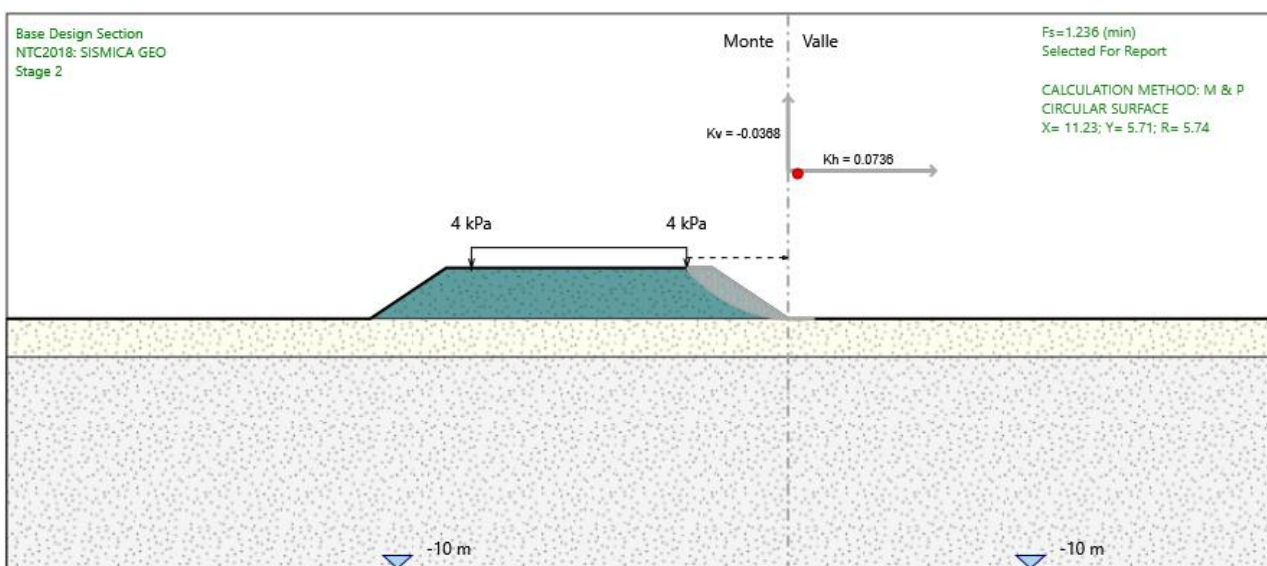


Figura 7-6: superficie critica in condizioni sismiche kv-.

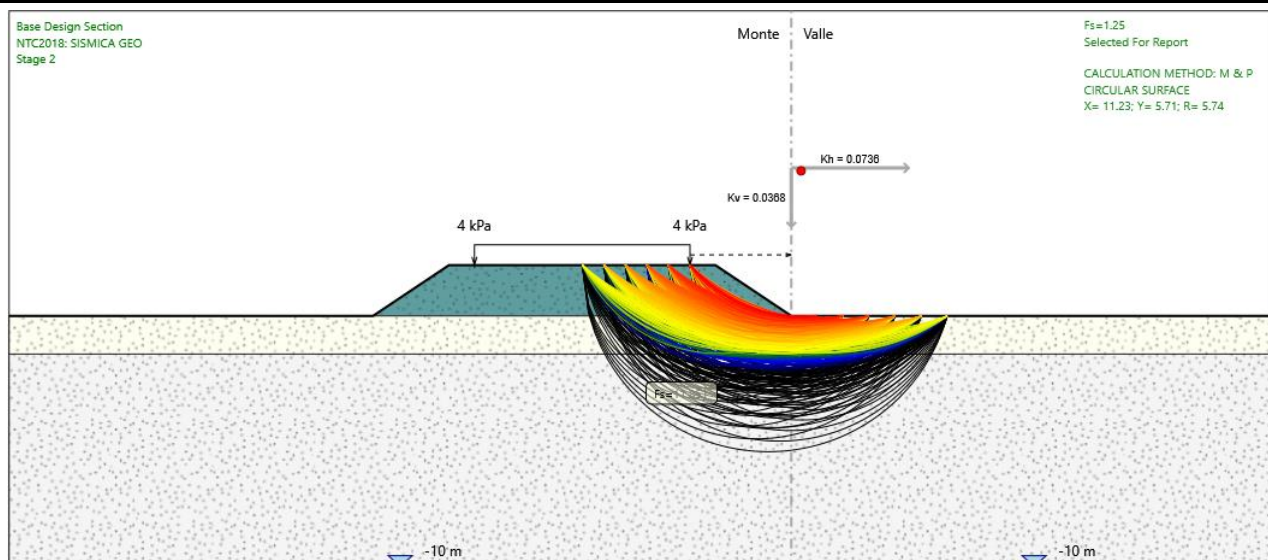


Figura 7-7: analisi di stabilità in condizioni sismiche kv+.

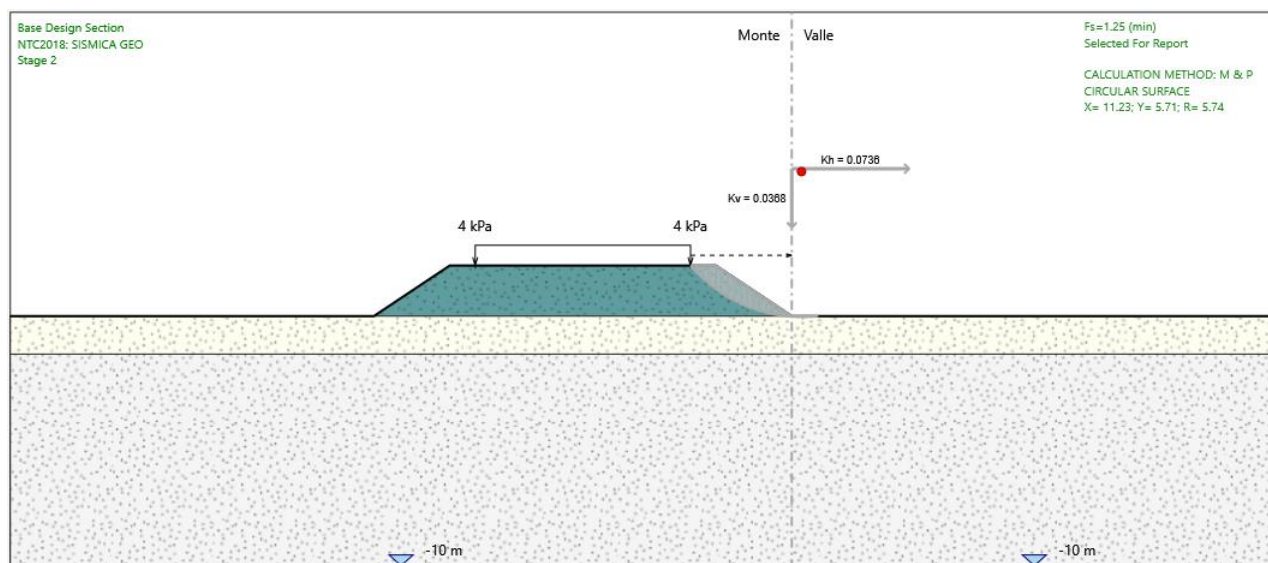


Figura 7-8: superficie critica in condizioni sismiche kv+.

Il fattore di sicurezza FS minimo tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

- $FS_{MIN} (A1C2) = 1.166$ in condizioni statiche
- $FS_{MIN} (SIS) = 1.236$ in condizioni sismiche

Essendo soddisfatte rispettivamente le relazioni:

- $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$ in condizioni statiche
- $FS_{MIN} \geq R2 = 1.2$ in condizioni sismiche

La verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.

7.2.2 Verifica dei cedimenti

Viste le limitate dimensioni del rilevato si omette il calcolo dei cedimenti.

7.3 ANALISI RILEVATO ALLEGGERITO

Il rilevato presenta un'altezza massima pari a circa 8.0 m ed è realizzato con scarpate di pendenza 2:3.

L'analisi verrà svolta, considerando la configurazione più gravosa relativa al rilevato alla pk 4+789.60.

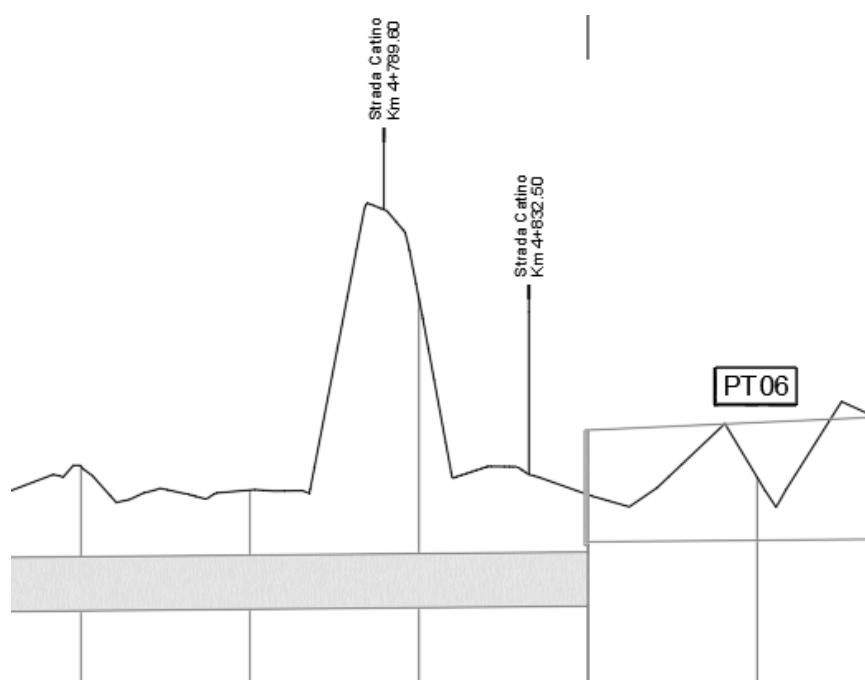


Figura 7-9 Sezione in rilevato

Il modello geotecnico è rappresentato dalla successione stratigrafica caratterizzata dai parametri meccanici sintetizzati nella seguente tabella. La falda non influisce sulle analisi essendo posizionata a circa - 20 m rispetto al piano di campagna (0 m s.l.m.)

Tabella 7-4: stratigrafia di analisi e parametri geotecnici.

U.G.	da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	E' (MPa)	ν (-)
Rilevato Pk4+789	8.00	0.00	10.0	0	38	30	0.25
Calt	0.00	-1.50	20.0	0	35	50	0.25
C1	-1.50	-	24.0	43	43	500	0.25

Per l'analisi dei carichi si rimanda al paragrafo 7.1.

7.3.1 Analisi di stabilità in condizioni statiche e sismiche

In Figura 7-10 è riportata un'immagine del modello di calcolo.

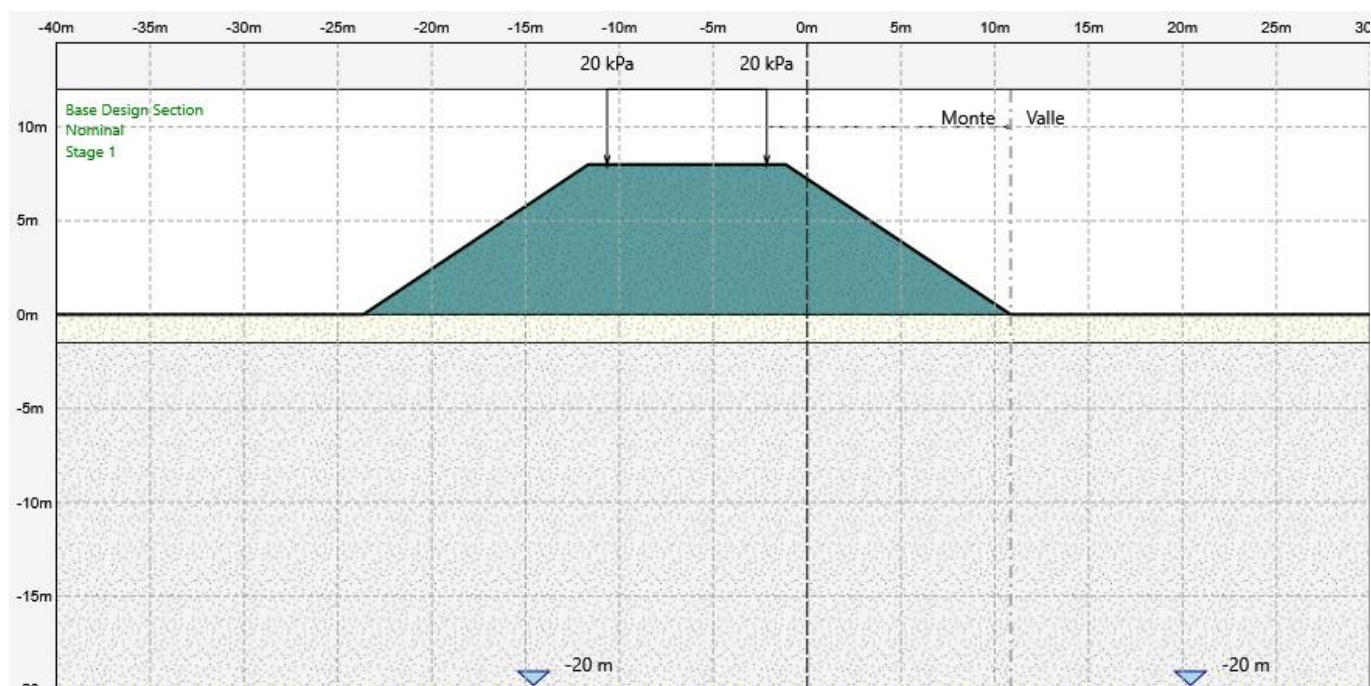


Figura 7-10: modello di calcolo.

In Figura 7-11 e Figura 7-16 vengono riportate superfici analizzate e i fattori di sicurezza minimi ottenuti rispettivamente in condizioni statiche e sismiche.

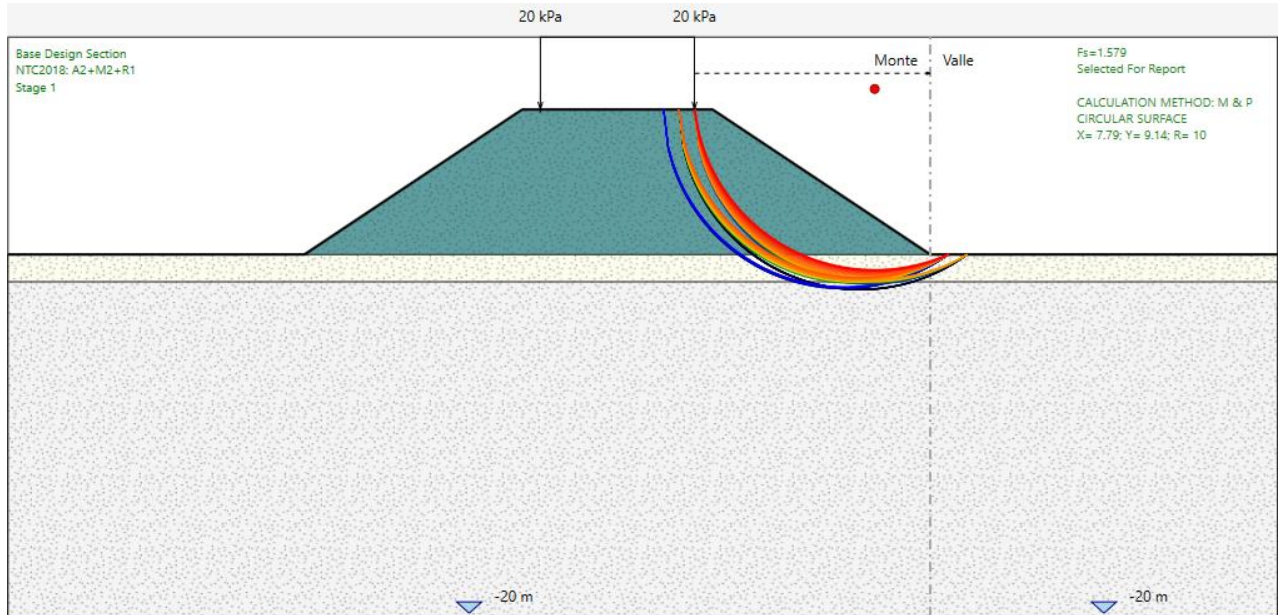


Figura 7-11: analisi di stabilità in condizioni statiche.

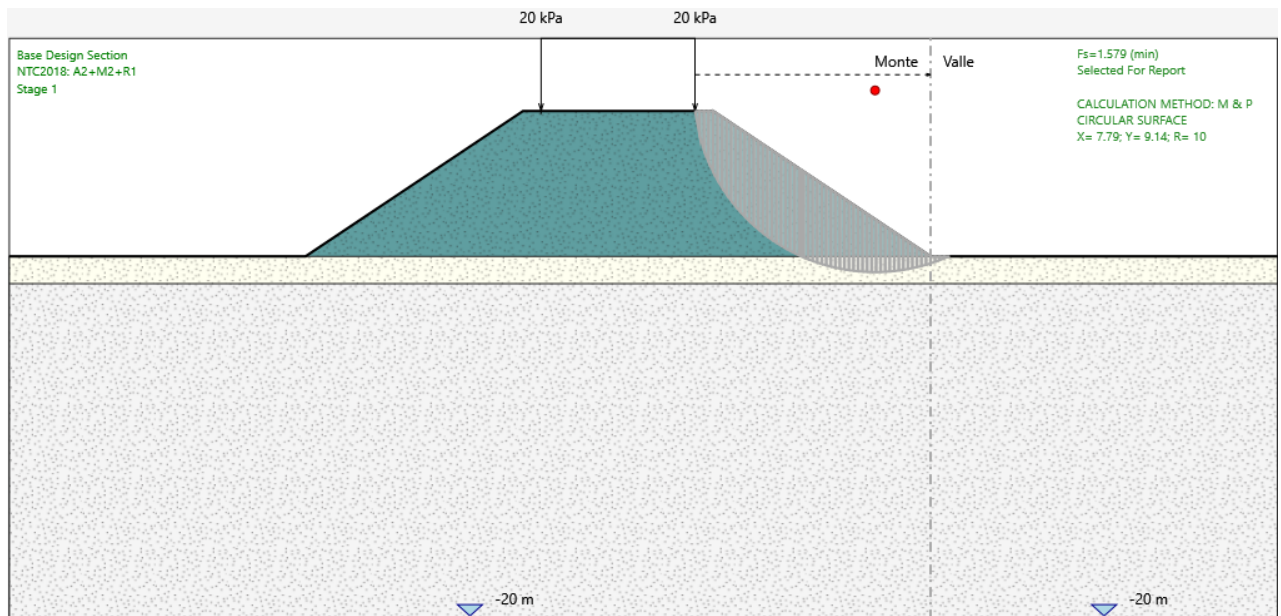


Figura 7-12: superficie critica in condizioni statiche.

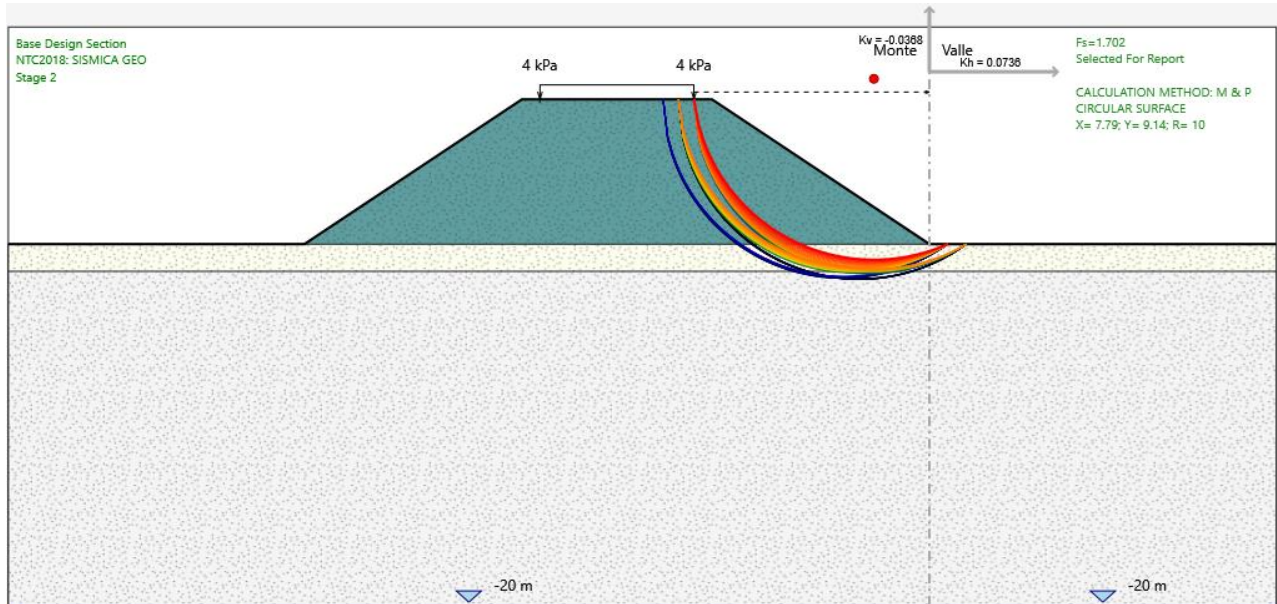


Figura 7-13: analisi di stabilità in condizioni sismiche kv-.

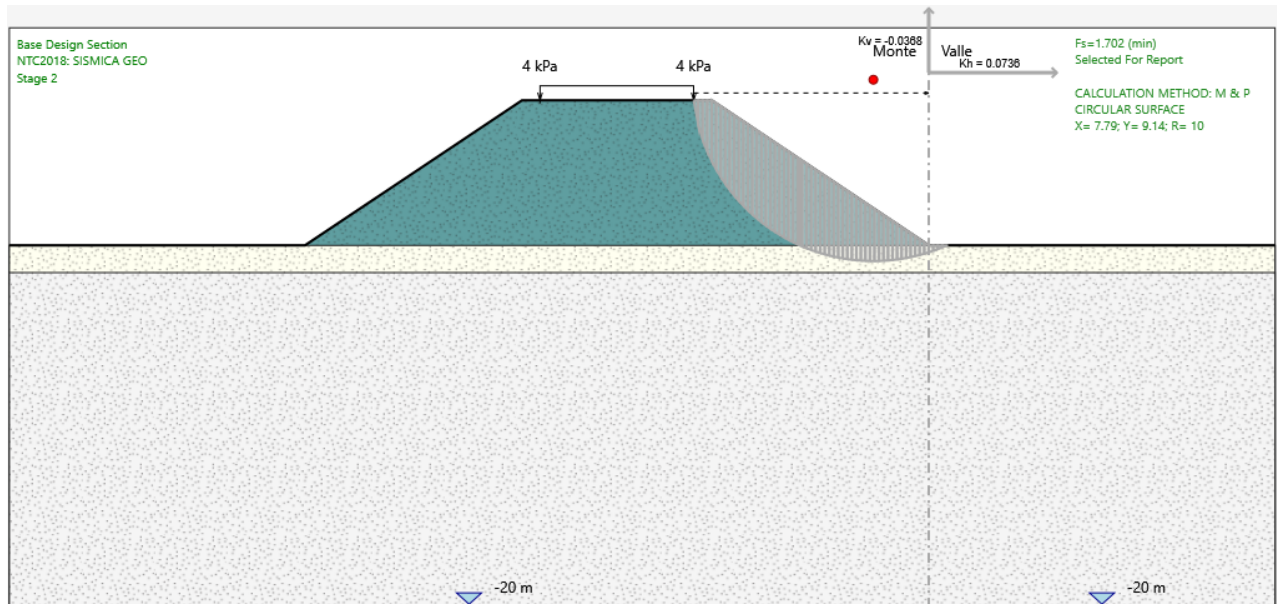


Figura 7-14: superficie critica in condizioni sismiche kv-.

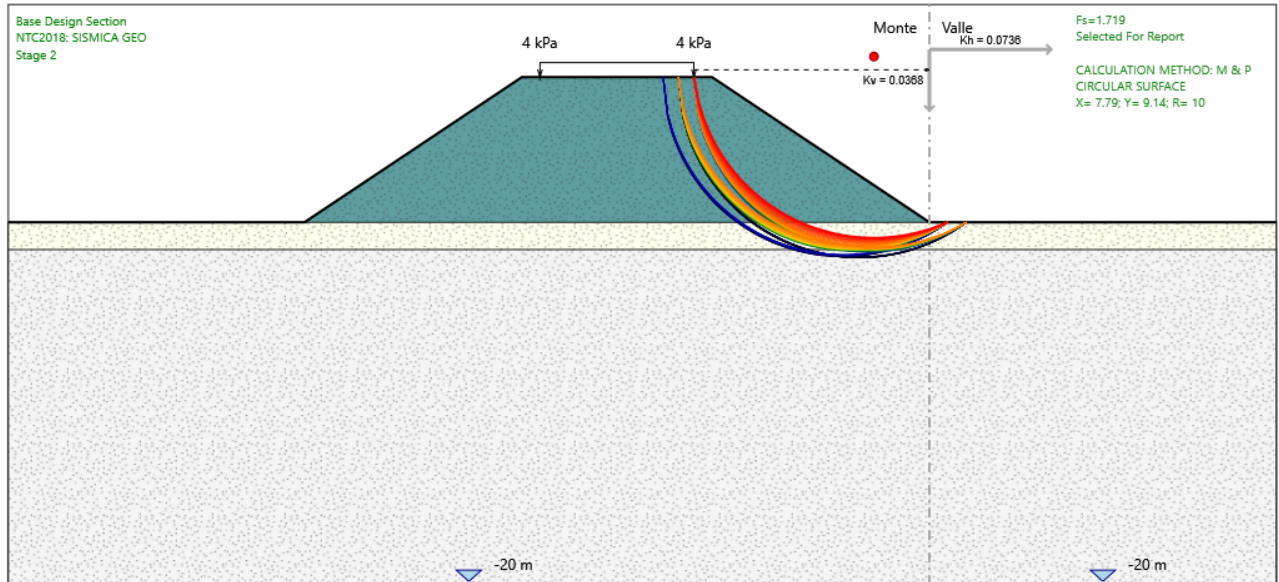


Figura 7-15: analisi di stabilità in condizioni sismiche kv+.

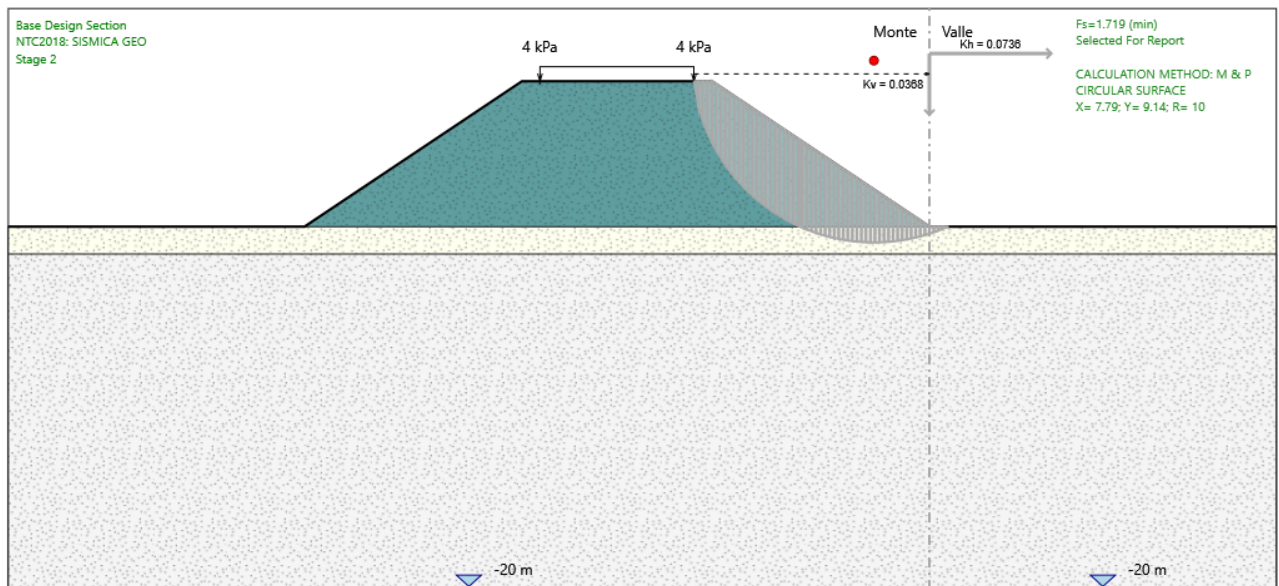


Figura 7-16: superficie critica in condizioni sismiche kv+.

Il fattore di sicurezza FS minimo tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

- $FS_{MIN} (A1C2) = 1.579$ in condizioni statiche
- $FS_{MIN} (SIS) = 1.702$ in condizioni sismiche

Essendo soddisfatte rispettivamente le relazioni:

- $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$ in condizioni statiche
- $FS_{MIN} \geq R2 = 1.2$ in condizioni sismiche

La verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.

7.3.2 Verifica dei cedimenti

Si omettono i calcoli del cedimento del rilevato alleggerito poiché insiste sulle opere in sotterraneo (GA).