

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BAULADU

GEOTECNICA

Rilevati e trincee stradali - Relazione di calcolo

SCALA:

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

RR0H 01 D 13 CL TR0001 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.BIANCHI	15 MARZO 2018	A.CIAMPARELLA	15 MARZO 2018	T.PAGLIETTI	15 MARZO 2018	L.BERARDI 15 MARZO 2018

File: RR0H01D13CLTR0001002A.doc

Lab.



INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA.....	7
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	7
2.2	SOFTWARE.....	7
3	SISMICITA'	7
3.1	CATEGORIA DI SUOLO.....	7
3.2	CATEGORIA TOPOGRAFICA	7
3.3	VITA NOMINALE	8
3.4	CLASSE D'USO	8
3.5	PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA.....	8
3.6	AZIONE SISMICA.....	8
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
5	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE.....	11
5.1	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	11
5.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	12
5.2.1	<i>Approccio progettuale</i>	13
5.3	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	13
6	DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI.....	14
6.1	CARICO ACCIDENTALE Q.....	14
6.2	AZIONE SISMICA AI FINI DELLA STABILITÀ.....	14
7	CRITERI DI ANALISI.....	15
7.1	ANALISI DI STABILITÀ.....	15
7.2	ANALISI DEI CEDIMENTI	15
7.3	PARAMETRI DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ PER IL RILEVATO	15

8	VERIFICHE DI STABILITÀ	17
8.1	IN06- TRINCEA SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 0+590	17
8.1.1	<i>Definizione del modello e dei dati di input.....</i>	17
8.1.2	<i>Risultati delle verifiche</i>	18
8.2	IN07 – RILEVATO SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 0+940.....	22
8.2.1	<i>Definizione del modello e dei dati di input.....</i>	22
8.2.2	<i>Risultati delle verifiche</i>	23
9	CALCOLO DEI DEI CEDIMENTI (SLE).....	25
9.1	MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO	25
9.1.1	<i>Parametri geotecnici di input.....</i>	26
9.1.2	<i>Carichi agenti</i>	26
9.1.3	<i>Fasi di calcolo.....</i>	26
9.2	RISULTATI DELLE ANALISI.....	26

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le analisi di stabilità e la stima dei cedimenti per le trincee e per i rilevati stradali delle viabilità previste nell'ambito del progetto definitivo della variante di Bauladu (itinerario ferroviario San Gavino – Sassari – Olbia).

Lungo il tracciato ferroviario sono previste n. 7 viabilità (NI01, ... ,NI07) con la funzione di ripristinare sia la continuità delle strade interferite dalla linea, sia di garantire l'accesso ai piazzali di servizio delle gallerie naturali.

Si tratta in genere di strade a destinazione particolare per le quali sono previste le sezioni tipo riportate nella Fig. 1 e nella Fig. 2. Nella tabella di seguito è riportato l'elenco delle viabilità con le caratteristiche principali del tracciato da cui risulta che alcune strade sono con pavimentazione bituminosa e altre con pavimentazione in macadam.

TABELLA 1: CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELLE VIABILITÀ

Viabilità (n.7)	tipo	pavimentazione	sviluppo (m)	larghezza piattaforma (m)	Verifiche	note	wbs
NV01 Ripristino strada locale esistente. Soppressione PL Km 107,885	strada locale a destinazione particolare (è in terra)	Macadam	1520.48	6,5 m	Solo iscrizione veicoli in curva (riduzione del 50% per ridotta probabilità di incrocio tra veicoli pesanti)	ferrovia a quota H< 3 rispetto alla strada. Non occorrono accorgimenti particolari per l'affiancamento strada - ferrovia	NI01
NV02 Viabilità Accesso Area di Sicurezza Galleria Bauladu Imbocco sud km 2+200	strada locale a destinazione particolare	pavimentazione da MdP	933.89	6,5 m	Solo iscrizione veicoli in curva (riduzione del 50% per ridotta probabilità di incrocio tra veicoli pesanti)	non interferisce con la linea ferroviaria	NI02
NV03 Viabilità Accesso Finestra km 3+194	strada locale a destinazione particolare	pavimentazione da MdP	1230.89	6,5 m	Solo iscrizione veicoli in curva (riduzione del 50% per ridotta probabilità di incrocio tra veicoli pesanti)	non interferisce con la linea ferroviaria	NI03
NV04 Viabilità Accesso Finestra km 4+194	strada locale a destinazione particolare	pavimentazione da MdP	279.54	6,5 m	Solo iscrizione veicoli in curva (riduzione del 50% per ridotta probabilità di incrocio tra veicoli pesanti)	non interferisce con la linea ferroviaria	NI04
NV05 Viabilità Accesso Finestra km 5+194	strada locale a destinazione particolare	pavimentazione da MdP	359.84	6,5 m	Solo iscrizione veicoli in curva (riduzione del 50% per ridotta probabilità di incrocio tra veicoli pesanti)	non interferisce con la linea ferroviaria	NI05
NV06 Viabilità Accesso Area di Sicurezza Galleria Bauladu imbocco nord km 6+040	strada locale a destinazione particolare	pavimentazione da MdP	684.69	6,5 m	Solo iscrizione veicoli in curva (riduzione del 50% per ridotta probabilità di incrocio tra veicoli pesanti)	non interferisce con la linea ferroviaria	NI06
NV07 Ripristino strada locale esistente. Soppressione PL Km 115,853	strada locale a destinazione particolare (è in terra)	Macadam	1152.76	6,5 m	Solo iscrizione veicoli in curva (riduzione del 50% per ridotta probabilità di incrocio tra veicoli pesanti)	ferrovia e strada alla stessa quota - d>0 16.5 m = normale affiancamento. Nel tratto in affiancamento la fascia di separazione va configurata come indicato nel MdP (in questo caso non serve guard rail)	NI07

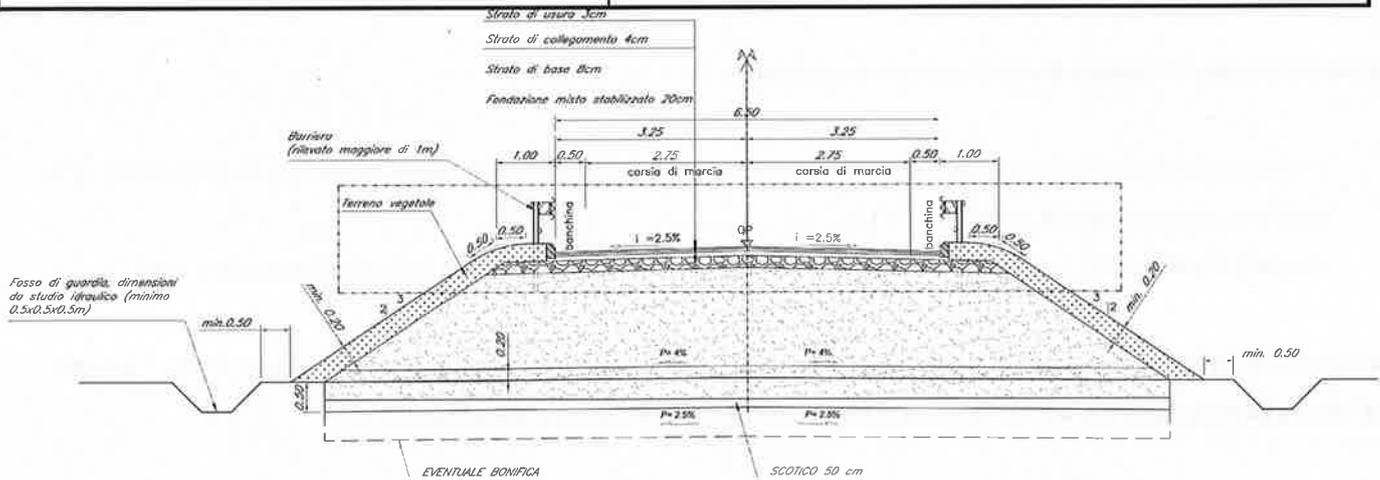


FIGURA 1: VIABILITÀ SECONDARIE. SEZIONE TIPO IN RILEVATO

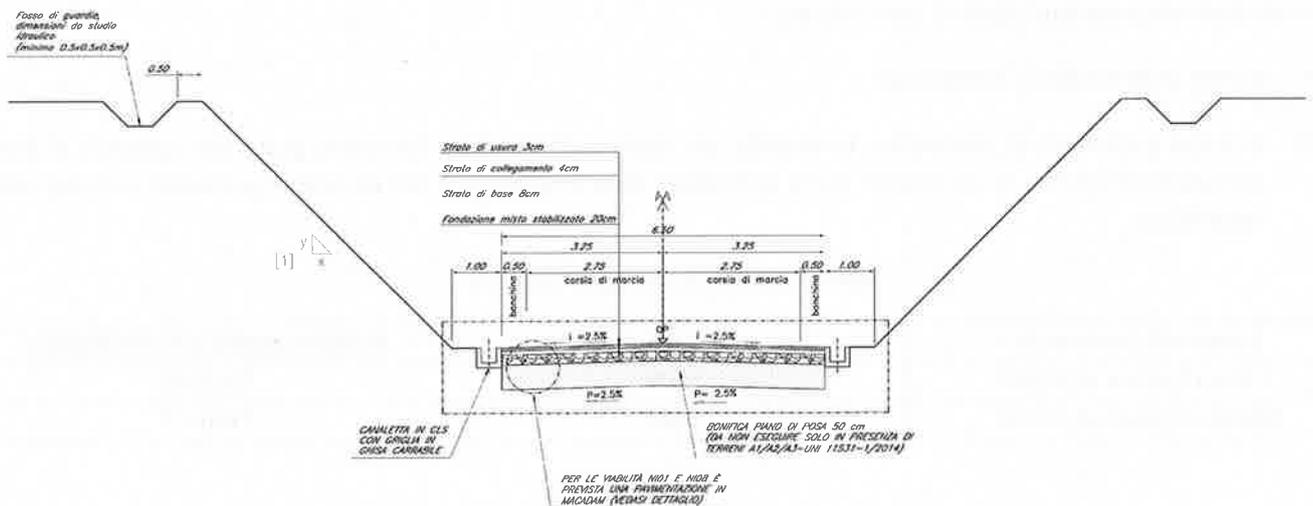


FIGURA 2: VIABILITÀ SECONDARIE. SEZIONE TIPO IN TRINCEA CON PAVIMENTAZIONE BITUMINOSA

Le scarpate dei rilevati hanno pendenza 2/3 con banca intermedia di larghezza 2.0 m, quando l'altezza supera i 6.0 m, e sono previste rivestite con terreno vegetale. Lo scarico delle acque di piattaforma avviene tramite embrici e la canaletta di banca di sezione semicircolare; al piede sono previsti fossi non rivestiti.

La pendenza delle scarpate delle trincee è variabile in funzione delle caratteristiche dei terreni.

Per le trincee ricadenti in **terreni litoidi** la sezione tipo prevede:

- in corrispondenza della fascia superficiale fortemente alterata e allentata di spessore massimo pari a 2.5 metri, una pendenza delle scarpate di scavo a pari a 1/1,
- a seguire in profondità, in corrispondenza della roccia intatta, una pendenza delle scarpate di scavo pari a 4/1.

Per le trincee ricadenti in **terreni sciolti** la sezione tipo prevede una pendenza delle scarpate di scavo a pari a 1/1. In tutti i casi di altezza delle scarpate superiore a 6.0 m si prevede una banca intermedia di larghezza 2.0 m.

Gli interventi di protezione delle scarpate sono stati definiti secondo gli stessi criteri fissati per le trincee ferroviarie.

Le sezioni oggetto di analisi, scelte come sezioni rappresentative delle condizioni critiche della casistica presente in progetto, sono riassunte nella seguente tabella in cui è indicato:

- la WBS della viabilità di riferimento;
- la tratta geotecnica di riferimento, in accordo con quanto riportato in "Relazione geotecnica generale di linea dell'opere all'aperto", a cui riferirsi per la definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici utilizzati nelle calcolazioni.

TABELLA 2: SEZIONI DI CALCOLO INDIVIDUATE

Sezione di riferimento	WBS	Tratta geotecnica di riferimento
Trincea Sezione pk 0+590	IN06	Tratta 6
Rilevato Sezione pk 0+940	IN07	Tratta 7

Per la sezione in trincea alla pk 0+590 dell' IN06 è presentata la verifica di stabilità delle scarpate.

Per la sezione in rilevato alla pk 0+940 dell'IN07 sono presentate sia la verifica di stabilità, sia il calcolo dei cedimenti.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- Ref. 1 - Decreto Ministeriale del 14/01/2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04/02/2008, Supplemento Ordinario n.30.
- Ref. 2 - Circolare 01/02/2009, n.617 - Istruzione per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.
- Ref. 3 - DM 06/05/2008 - "Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Ref. 4 - RFI DTC SI MA IFS 001 A - "Manuale di progettazione delle opere civili"
- Ref. 5 - RFI DTC SI SP IFS 001 A - "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili"
- Ref. 6 - UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 - "Progettazione Geotecnica - Parte 1: Regole generali"
- Ref. 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 SOFTWARE

- Ref. 8 - Slope\W della GEO-SLOPE International Ltd
- Ref. 9 - Plaxis 2D - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Delft University of Technology & Plaxis bv, Olanda.

3 SISMICITA'

L'azione sismica è valutata in accordo alle NTC2008 di cui al Ref. 1 e al manuale RFI (Ref. 4).

3.1 CATEGORIA DI SUOLO

Nel caso in esame data la natura dei terreni essenzialmente litoidi (vedasi la relazione geotecnica Ref. 10) risulta un suolo di categoria A che il DM 2008 descrive come:

"ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{S,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m".

3.2 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica, la morfologia dell'area può essere ricondotta ad una delle configurazioni semplici previste dalle NTC2008 (Ref. 1).

In generale nei tratti di tracciato allo scoperto può assumersi la categoria T1, "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15''$ ", con coefficiente di amplificazione topografica $ST = 1.0$.

3.3 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'opera viene classificata come "Altre opere nuove a velocità $V < 250 \text{ km/h}$ ", secondo quanto riportato in Ref. 4 al §2.5.1.1.1. la vita nominale è pari a 75 anni.

3.4 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Ref. 4 al §2.5.1.1.2

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

L'opera appartiene alla classe d'uso II e pertanto il relativo coefficiente risulta pari a: 1,00

3.5 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che è ricavato, per ciascun tipo di opera, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , pertanto:

$$V_R = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni.}$$

3.6 AZIONE SISMICA

Nella tabella seguente si riassumono i parametri di base che caratterizzano l'azione sismica e la massima accelerazione al suolo per il tempo di ritorno di 712 anni.

- Vita nominale: $V_N = 75 \text{ anni}$
- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso: $C_U = 1.0$

Rilevati e trincee stradali - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	TR 00 01 002	A	9 di 27

- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni
- Categoria di suolo: A
- Categoria topografica: T1
- Stato limite da considerarsi: SLV
- Tempo di ritorno: $T_R = 712$ anni
- Accelerazione massima: $a_{max} = a_g = 0.0556$ g

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la caratterizzazione geotecnica si rimanda agli elaborati dello studio geotecnico:

Ref. 10 RR0H 01 D 13 RB OC 0001 001 A - "Relazione geotecnica generale di linea delle opere all'aperto"

Ref. 11 RR0H 01 D 13 F6 OC 0001 001 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 1 di 4"

Ref. 12 RR0H 01 D 13 F6 OC 0001 002 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 2 di 4"

Ref. 13 RR0H 01 D 13 F6 OC 0001 003 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 3 di 4"

Ref. 14 RR0H 01 D 13 F6 OC 0001 004 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 4 di 4"

5 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

5.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano le combinazioni delle azioni previste dalle NTC2008:

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili; utilizzata nella verifica a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

TABELLA 3: COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU, ECCEZIONALI E SISMICA (TABELLA 5.2.V NTC 2008)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

TABELLA 4: COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VI NTC 2008)

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

TABELLA 5: ULTERIORI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VII NTC 2008)

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

5.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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

$$E_d = E \left(\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

$$E_d = \gamma_E E \left(F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right),$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = \gamma_E E_k$. Nella formulazione delle resistenze R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulle resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione 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 diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito degli approcci previsti dalla normativa.

5.2.1 Approccio progettuale

Le verifiche di stabilità sono state effettuate in accordo all'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2), adottando i coefficienti parziali γ_M della tabella seguente:

TABELLA 6: COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze del sistema sono indicati nella tabella seguente che riporta la Tabella 6.8.I delle NTC.

TABELLA 7: COEFFICIENTI PARZIALI DI RESISTENZA PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ

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

5.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi con i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali, che i cedimenti dell'opera in esame e del terreno circostante sono compatibili con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza.

6 DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI

6.1 CARICO ACCIDENTALE Q

Il carico stradale è stato modellato un carico distribuito di 20 kPa agente su l'intera piattaforma stradale.

6.2 AZIONE SISMICA AI FINI DELLA STABILITÀ

L'analisi delle condizioni di stabilità in condizioni sismiche viene eseguita mediante metodo pseudostatico in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente, costante nel tempo e nello spazio, proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile. In accordo alle NTC2008 (Ref. 1)

$$k_h = \beta \cdot a_{max} / g = 0.20 \cdot 0.0556 = 0.01112$$

coefficiente sismico orizzontale;

$$k_v = k_h / 2 = 0.005556$$

coefficiente sismico verticale.

7 CRITERI DI ANALISI

7.1 ANALISI DI STABILITÀ

La valutazione dei fattori di sicurezza per la stabilità globale dell'opera è condotta mediante il modulo "Slope /W" del programma GeoStudio 2018 della GEO-SLOPE International.

Tale programma consente un'analisi di stabilità all'equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un'analisi di tipo pseudostatico, di tiranti di ancoraggio e di eventuali altri elementi di rinforzo (ad esempio geogriglie).

Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento; il criterio di rottura adottato è quello classico di Mohr - Coulomb.

La valutazione del coefficiente di sicurezza è effettuata per tentativi, generando un elevato numero di superfici mediante un algoritmo pseudo - casuale.

Il programma è in grado di compiere le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo differenti criteri; nel caso in esame l'analisi è stata sviluppata con superfici circolari adottando il metodo di Morgenstern-Price.

Le verifiche di stabilità sono soddisfatte se il coefficiente di sicurezza determinato dal programma per la superficie critica risulta:

$$FS \geq \gamma_R = 1.1.$$

7.2 ANALISI DEI CEDIMENTI

Per l'analisi FEM dell'interazione terreno-rilevato finalizzata alla stima dei cedimenti è stata utilizzato il software Plaxis 2D in cui si è considerato un comportamento elastico dei terreni che quindi sono stati caratterizzati con i moduli di compressibilità da caratterizzazione geotecnica. Data la natura litoide dei terreni di fondazione i cedimenti sono immediati per cui i cedimenti di consolidazione sono da considerarsi nulli

7.3 PARAMETRI DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ PER IL RILEVATO

Per il rilevato compreso lo strato supercompattato sono stati assunti nelle analisi i parametri riportati nel prospetto seguente, mentre per il terreno quelli derivanti dalla caratterizzazione geotecnica in base alla tratta di appartenenza.

TABELLA 8: PARAMETRI DI RIFERIMENTO PER IL RILEVATO

Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Modulo di compressibilità
γ (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)	E' (MPa)



PROGETTO DEFINITIVO

**VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA
VARIANTE BAULADU**

Rilevati e trincee stradali - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	TR 00 01 002	A	16 di 27

Rilevato

20

38

0

30

8 VERIFICHE DI STABILITÀ

Lungo le viabilità sono state individuate le seguenti sezioni di calcolo riassunte nella seguente tabella in cui è indicato:

- la WBS della viabilità di riferimento;
- la tratta geotecnica di riferimento, in accordo con quanto riportato in “Relazione geotecnica generale di linea dell’opere all’aperto”, a cui riferirsi per la definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici utilizzati nelle calcolazioni.

TABELLA 9: SEZIONI DI CALCOLO INDIVIDUATE

Sezione di riferimento	WBS	Tratta geotecnica di riferimento
Trincea (pk 0+590)	IN06	Tratta 6
Rilevato (pk 0+940)	IN07	Tratta 7

8.1 IN06- TRINCEA SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 0+590

8.1.1 Definizione del modello e dei dati di input

Nella seguente figura si riporta il modello di calcolo implementato nel software di calcolo relativo alla viabilità IN06 in corrispondenza della pk 0+590.

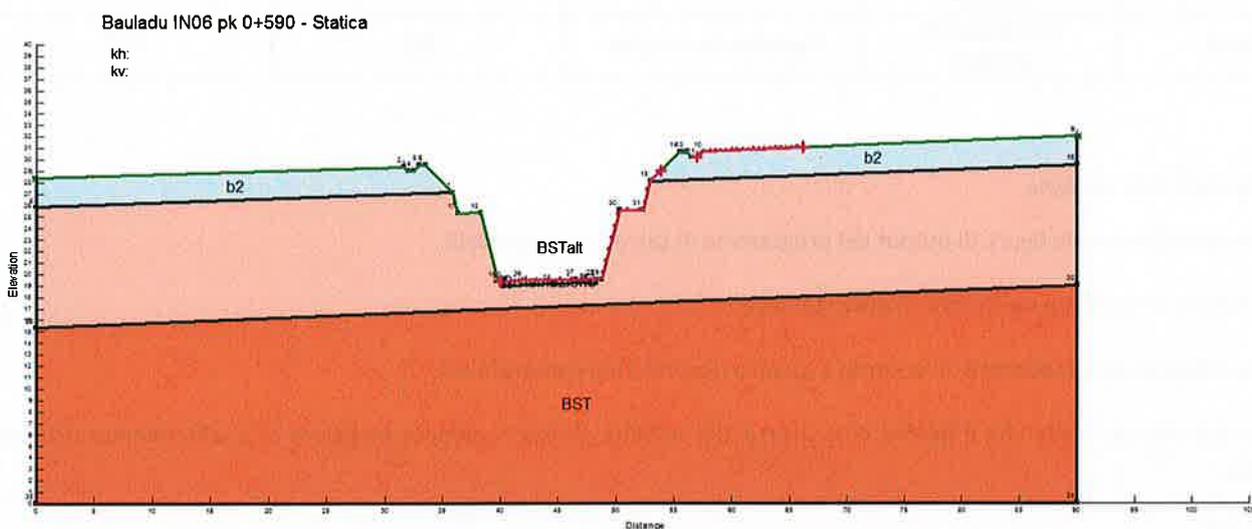


FIGURA 3: MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO

I parametri geotecnici di calcolo, presi in accordo con quanto riportato in Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all’aperto (Ref. 10), sono riassunti nella seguente tabella.

TABELLA 10: PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion* (kPa)	Phi* (°)
	b2	Mohr-Coulomb	19	4	38
	BST	Mohr-Coulomb	26	824	59
	BSTa t	Mohr-Coulomb	26	109	57
	Sistemazione	Mohr-Coulomb	20	0	38

Dai risultati dello studio geotecnico si evince che la falda si trova a profondità maggiori del piano di scavo e pertanto non è stata considerata nelle analisi di stabilità. Si osserva che nelle analisi di stabilità non si è tenuto conto di alcun contributo dovuto a falde sospese che si potrebbero formare temporanee in seguito a intense precipitazioni, avendo previsto in progetto la predisposizione di microdreni atti a mantenere costantemente drenata la porzione di roccia più vicina al fondo scavo, sede di potenziale accumulo di acqua.

Nella seguente tabella si riassumono i carichi permanenti e variabili considerati nel calcolo in condizioni statiche ed in condizioni sismiche ed i relativi coefficienti parziali γ_F presi in accordo con quanto riportato in Tab. 5.2.V delle NTC2008 per la Combinazione A2+M2+R2.

TABELLA 11: CARICHI AGENTI.

		Tipo di carico	Entità del carico [kPa]	Coefficiente parziale γ_F
Statica	Sovraccarico stradale	Variabile favorevole	20	0.0
Sismica	Sovraccarico stradale	Variabile favorevole	20	0.0

8.1.2 Risultati delle verifiche

Nel seguito sono riportate le figure di output del programma di calcolo con riportati:

- il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità;
- i coefficienti sismici adottati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 6.2.

Dall'esame delle figure risulta che il fattore di sicurezza alla stabilità globale è sempre maggiore di quello minimo richiesto dalla norma:

$$FS \geq FS_{\min} = 1.1$$

Bauladu IN06 pk 0+590 - Statica

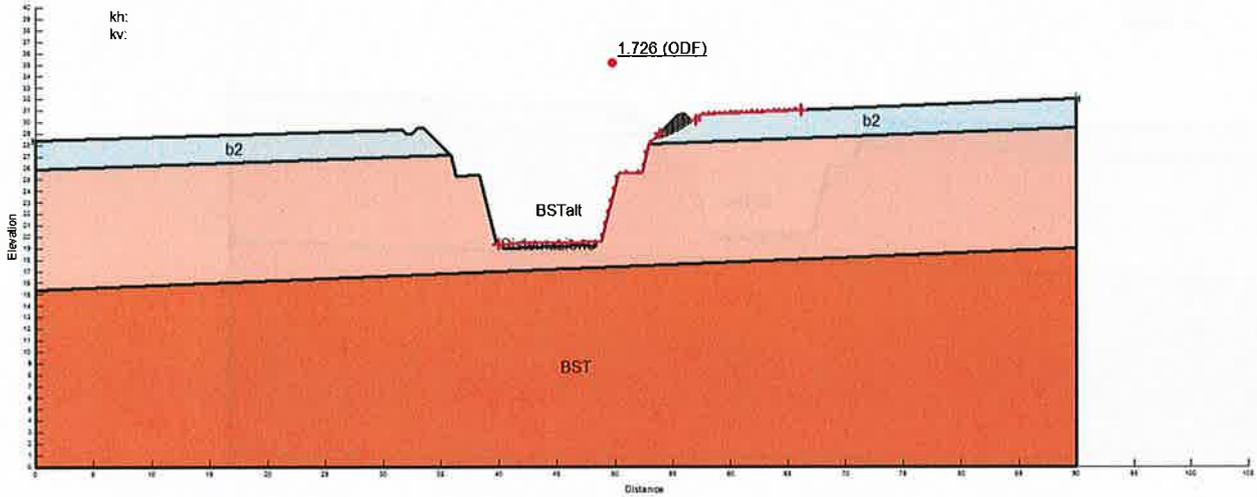


FIGURA 4: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE STATICA

Bauladu IN06 pk 0+590 - Sismica +

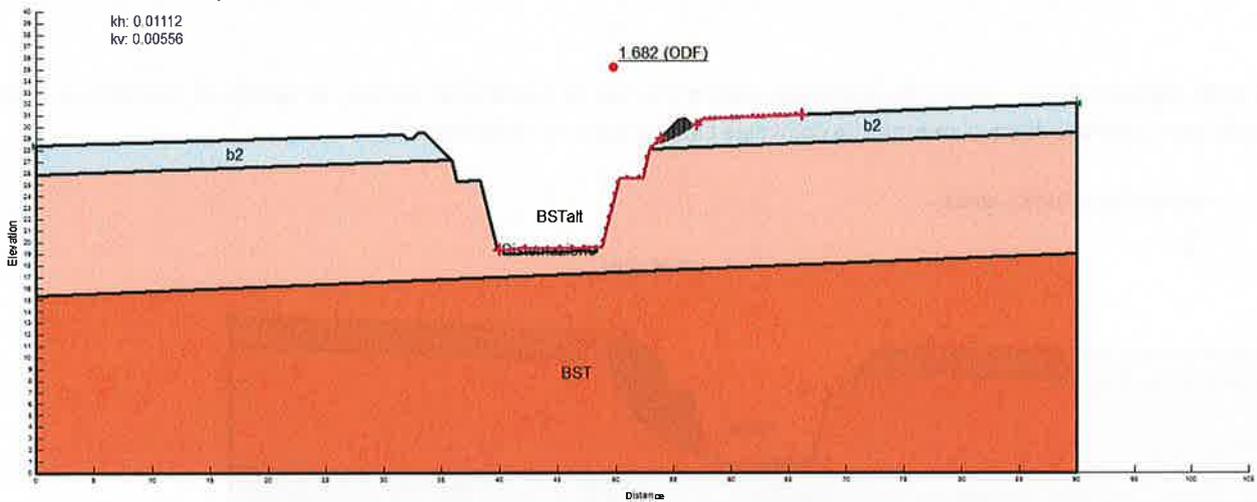


FIGURA 5: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA +

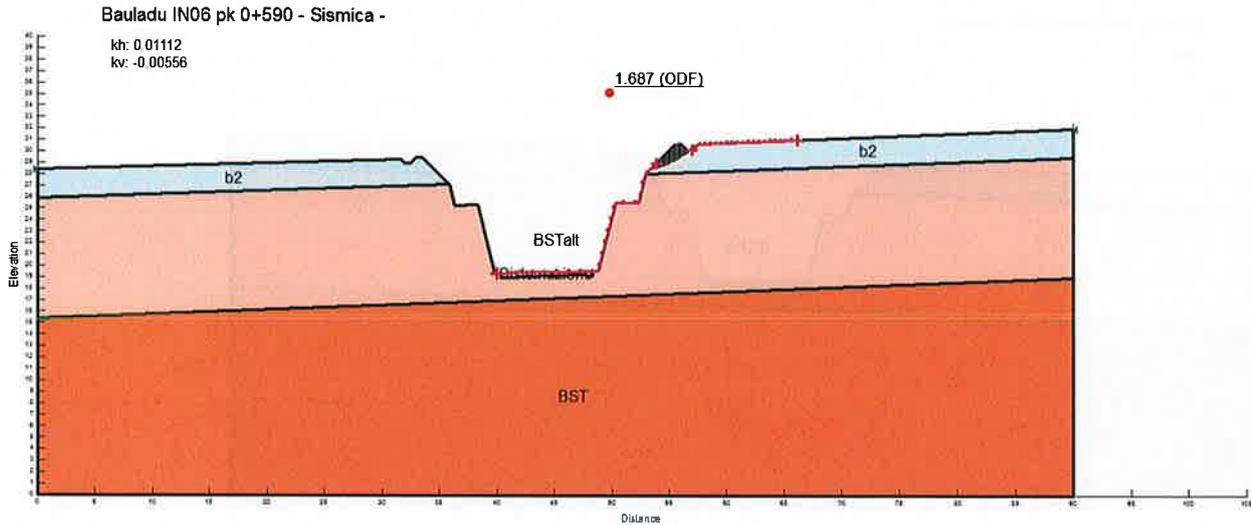


FIGURA 6: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE SISMICA -

Si riporta nelle seguenti figure, sia per la condizione statica che per la condizione sismica, le verifiche di stabilità condotte considerando una superficie di scivolamento che coinvolge l'intera scarpata della trincea.

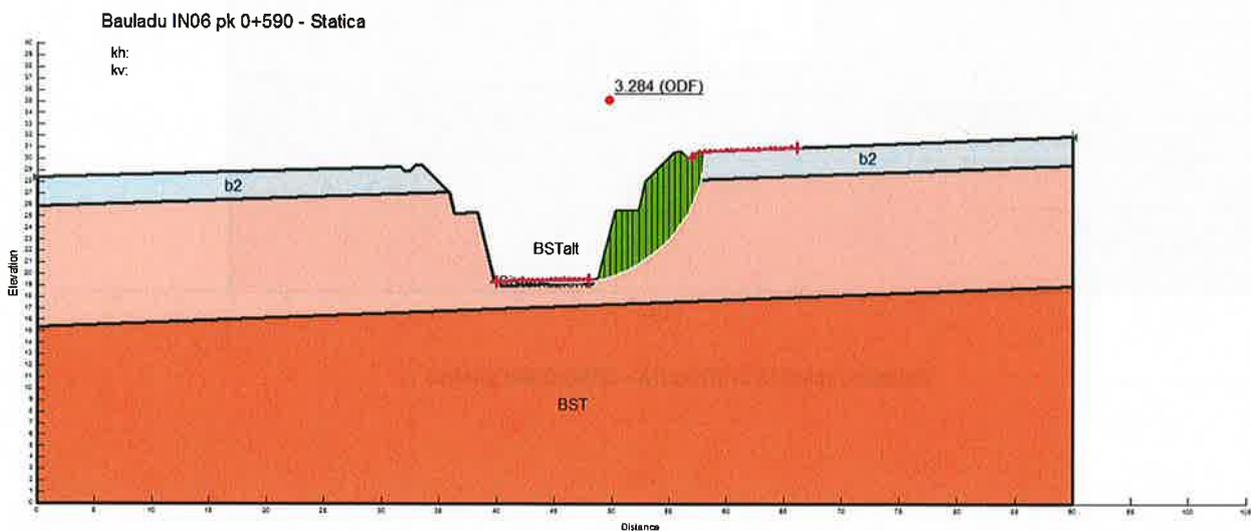


FIGURA 7: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE STATICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	TR 00 01 002	A	21 di 27

Bauladu IN06 pk 0+590 - Sismica +

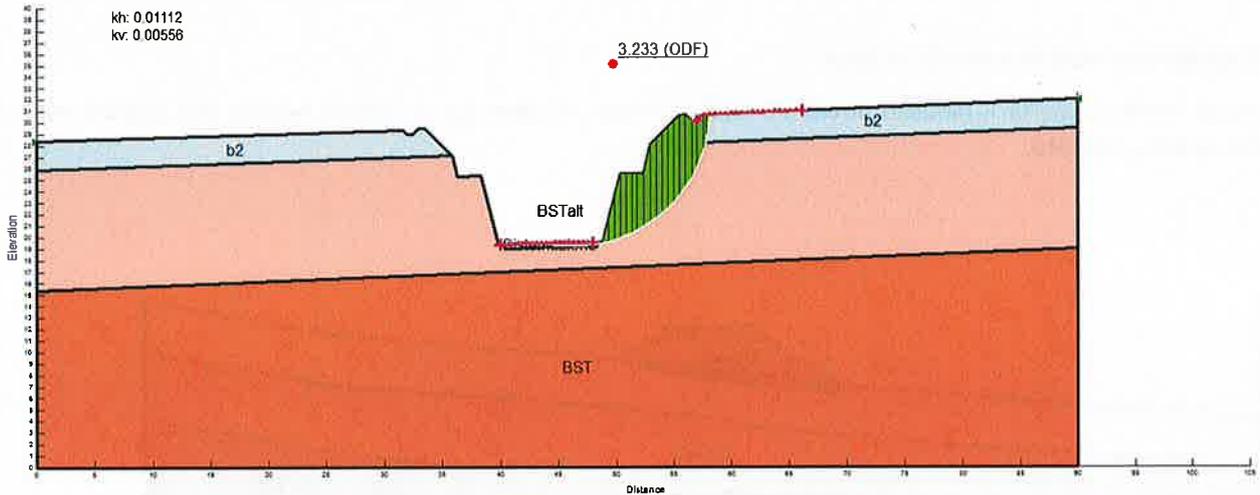


FIGURA 8: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA +

Bauladu IN06 pk 0+590 - Sismica -

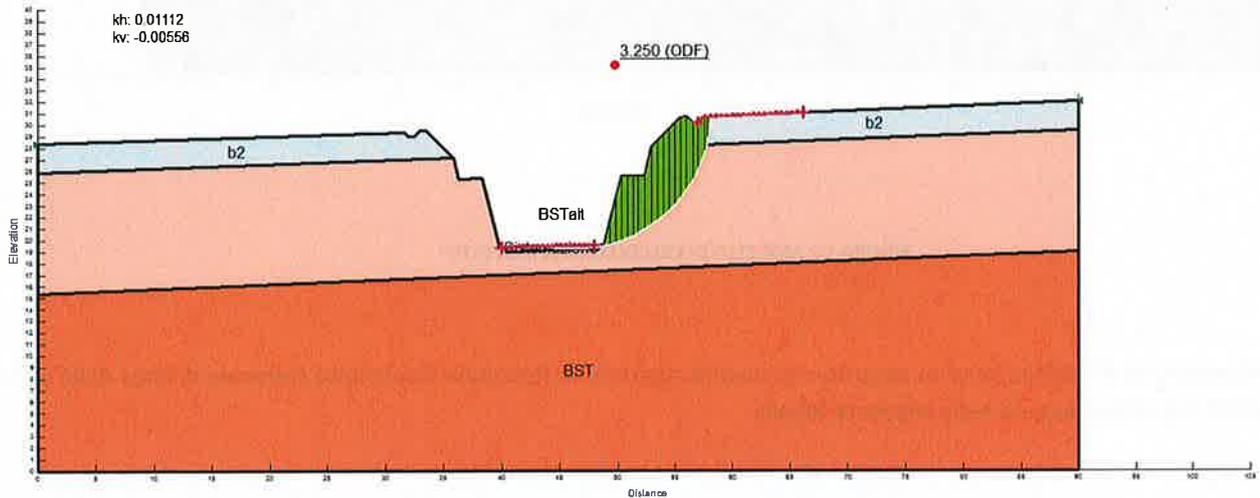


FIGURA 9: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA -

8.2 IN07 – RILEVATO SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 0+940

8.2.1 Definizione del modello e dei dati di input

Nella seguente figura si riporta il modello di calcolo implementato nel software di calcolo relativo alla viabilità IN07 in corrispondenza della pk 0+940.

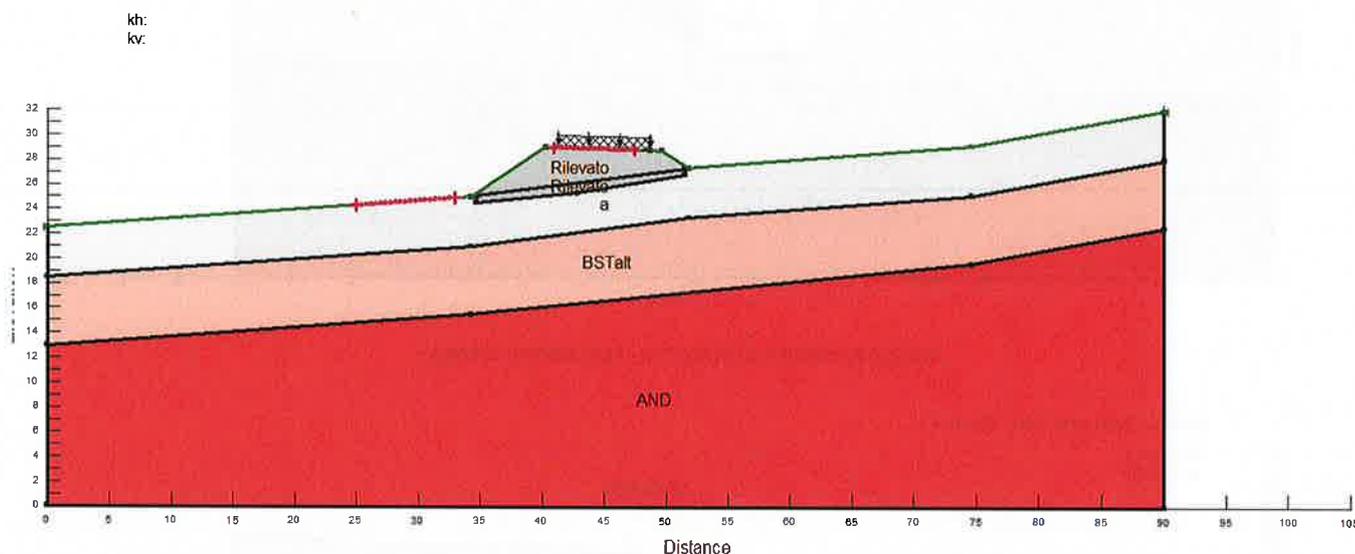


FIGURA 10: MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO

I parametri geotecnici di calcolo, presi in accordo con quanto riportato in Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto (Ref. 10), sono riassunti nella seguente tabella.

TABELLA 12: PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion* (kPa)	Phi* (°)
	a	Mohr-Coulomb	18	4	36
	AND	Mohr-Coulomb	25	296	50
	BSTalt	Mohr-Coulomb	24	266	63
	Rilevato	Mohr-Coulomb	20	0	38

La falda che è presente a profondità maggiori di 15 m da pc è stata considerata influente ai fini del calcolo, pertanto è stata trascurata.

Nella seguente tabella si riassumono i carichi permanenti e variabili considerati nel calcolo in condizioni statiche ed in condizioni sismiche ed i relativi coefficienti parziali γ_F presi in accordo con quanto riportato in Tab. 5.2.V delle NTC2008 per la Combinazione A2+M2+R2.

TABELLA 13: CARICHI AGENTI.

		Tipo di carico	Entità del carico [kPa]	Coefficiente parziale γ_F
Statica	Sovraccarico stradale	Variabile sfavorevole	20	1.3
Sismica	Sovraccarico stradale	Variabile sfavorevole	20	1.0

8.2.2 Risultati delle verifiche

Nel seguito sono riportate le figure di output del programma di calcolo con riportati:

- il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità;
- i coefficienti sismici adottati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 6.2.

Dall'esame delle figure risulta che il fattore di sicurezza alla stabilità globale è sempre maggiore di quello minimo richiesto dalla norma:

$$FS \geq FS_{\min} = 1.1$$

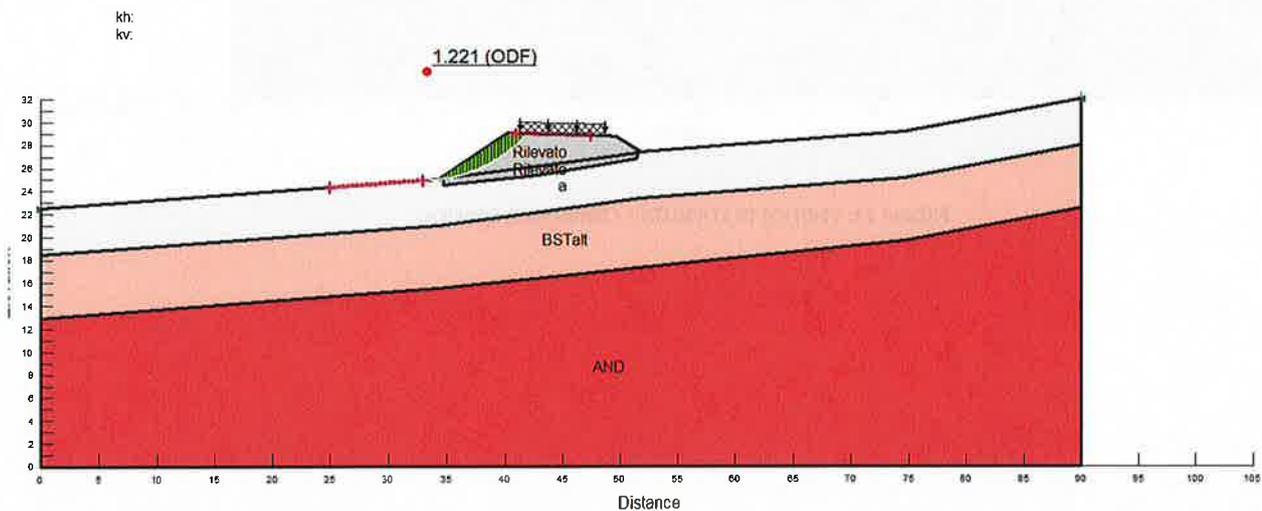


FIGURA 11: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE STATICA

kh: 0.01112
kv: 0.00556

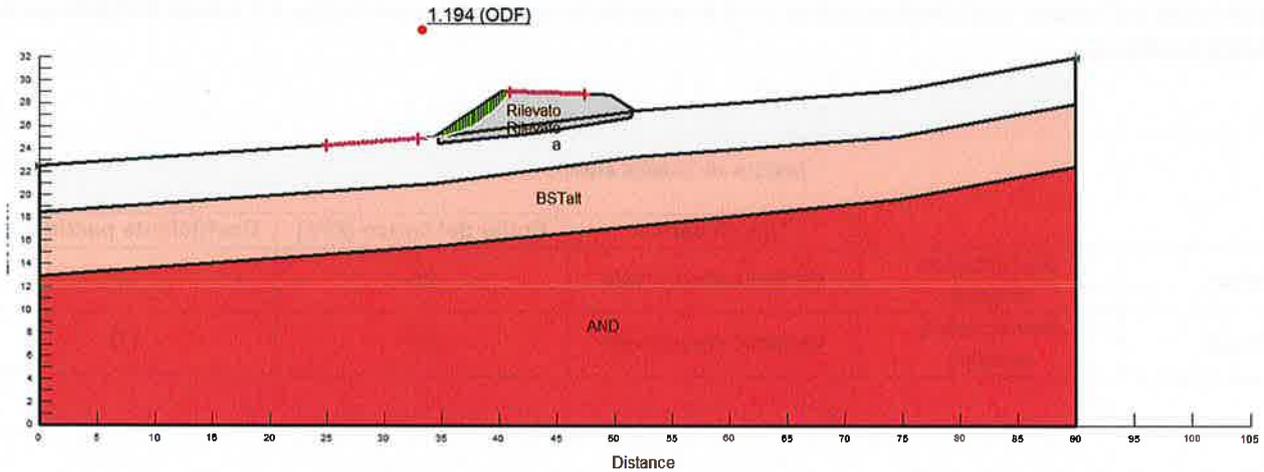


FIGURA 12: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA +

kh: 0.01112
kv: 0.00556

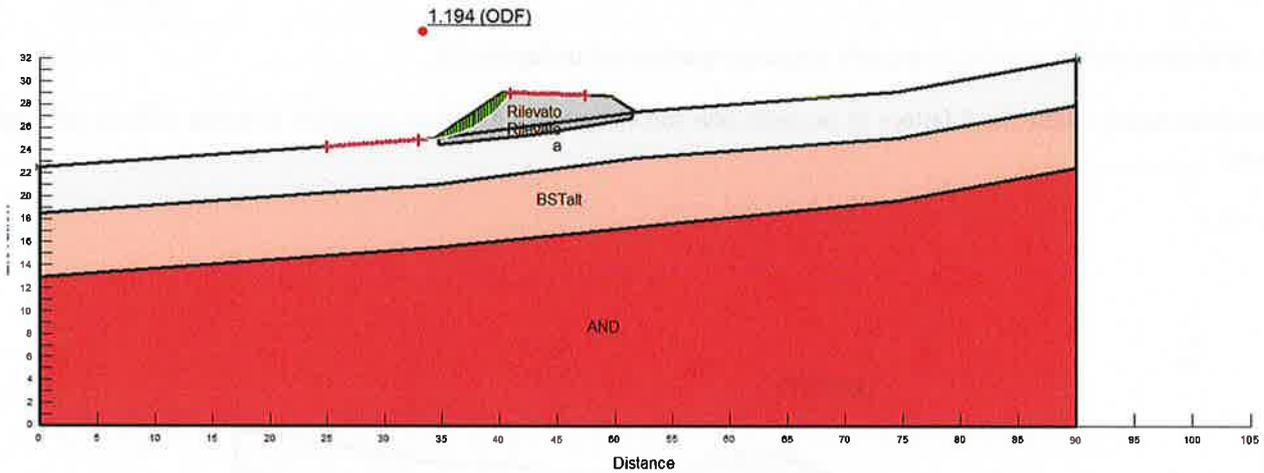


FIGURA 13: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA -

9 CALCOLO DEI DEI CEDIMENTI (SLE)

Di seguito si riporta l'analisi dei cedimenti condotta in accordo con quanto riportato al §7.2. In particolare, lungo le viabilità si è ritenuta significativa per la valutazione dei cedimenti la sezione alla pk 0+940 della viabilità IN07.

9.1 MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato con una modellazione FEM utilizzando il software PLAXIS 2D. Il modello è stato sviluppato per una condizione geometrica, meccanica, fisica e di carico in stato piano di deformazione.

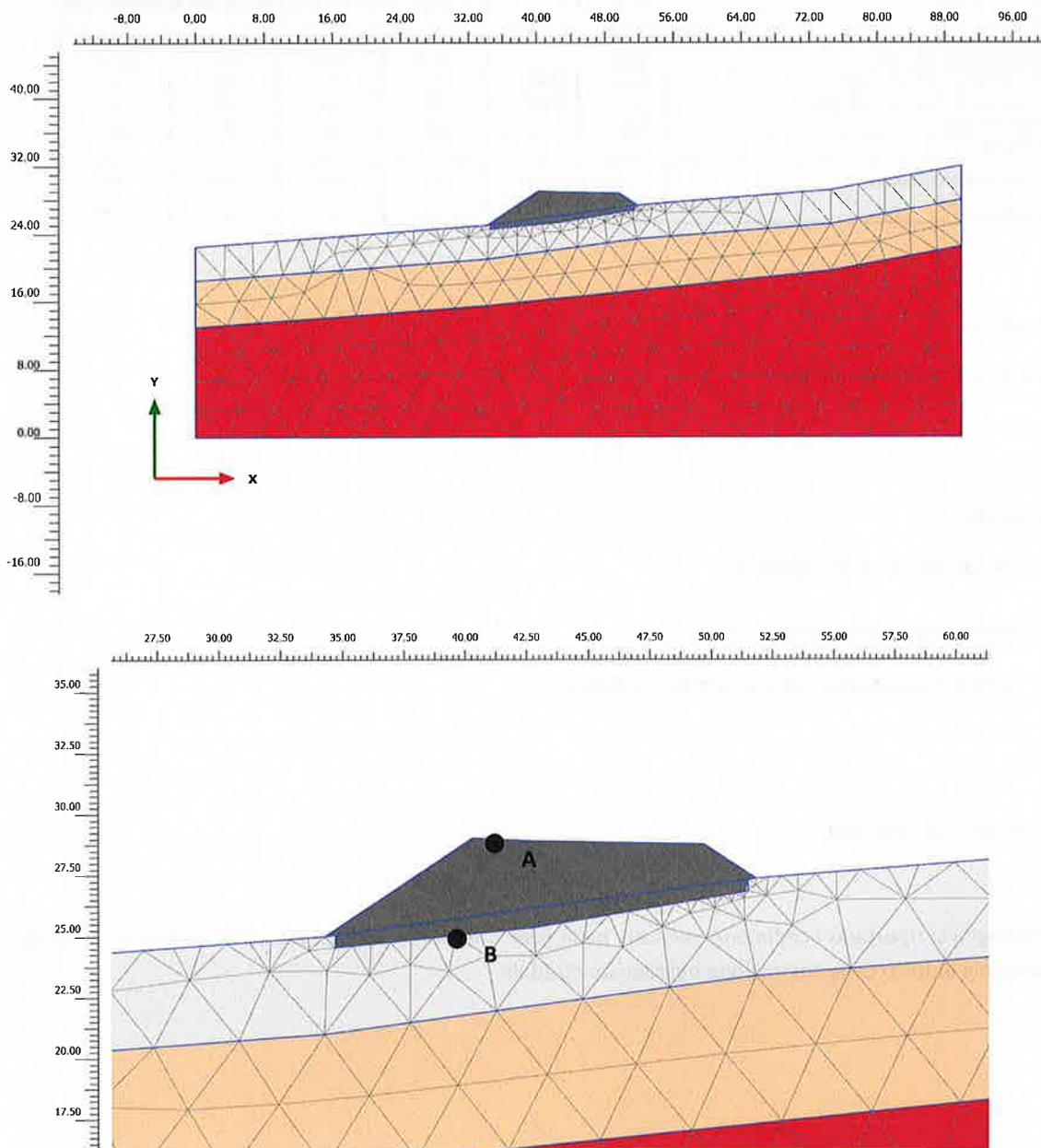


FIGURA 14: MODELLO ID CALCOLO IMPLEMENTATO NEL SOFTWARE PLAXIS

9.1.1 Parametri geotecnici di input

La stratigrafia di riferimento è coerente con quanto riportata in “Relazione geotecnica generale di linea dell’opere all’aperto” (Ref. 10) per la Tratta 7.

I materiali sono stati modellati mediante un modello Linear Elastic a comportamento drenato. Nella seguente tabella sono riassunti i dati di input geotecnici.

TABELLA 14: PARAMETRI GEOTECNICI DI INPUT PLAXIS.

Material model	Model	Unit	a	BStalt	AND	Rilevato
General						
Material model	Model	-	Linear Elastic	Linear Elastic	Linear Elastic	Linear Elastic
Type of material behaviour	Type	-	Drained	Drained	Drained	Drained
Soil unit weight above phreatic level	γ_{unsat}	kN/m ³	18	24	25	20
Soil unit weight below phreatic level	γ_{sat}	kN/m ³	19	24	25	20
Initial void ratio	e_{init}	-	0.5	0.5	0.5	0.5
Parameters						
Young's modulus (constant)	E'	MPa	60	6487	3983	30
Poisson's ratio	ν_{eff}	-	0.3	0.3	0.3	0.3

9.1.2 Carichi agenti

È stato trascurato il sovraccarico stradale.

9.1.3 Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo considerate sono le seguenti:

- fase 1 – Realizzazione del rilevato stradale:
 - tutte le unità geotecniche in condizioni drenate.

9.2 RISULTATI DELLE ANALISI

Nelle seguenti immagini si riportano i cedimenti verticali nella fase 1. In particolare, in Figura 15 si riporta la mappa a colori del cedimento verticale indotto dalla costruzione dal rilevato stradale.

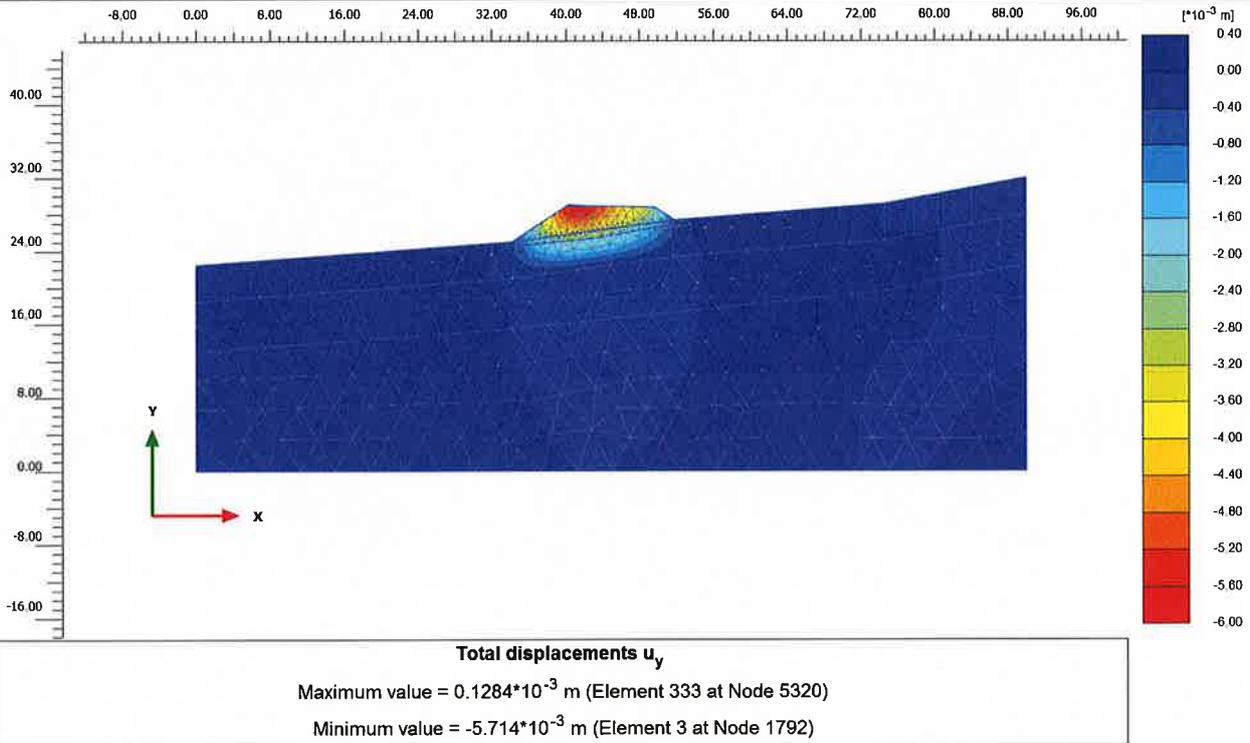


FIGURA 15: CEDIMENTO VERTICALE (FASE 1)

Nella seguente tabella si riporta il cedimento verticale massimo che si verifica in sommità del rilevato ferroviario (punto A di Figura 14) e il cedimento verticale massimo che si verifica in corrispondenza piano di posa del rilevato stesso (punto B di Figura 14).

TABELLA 15: CEDIMENTI VERTICALI.

Fase di calcolo	Cedimento sommità rilevato (Punto A) [cm]	Cedimento base rilevato (Punto B) [cm]
Fase 1	0.6	0.2

In considerazione che, come evidenziato dai risultati, tali cedimenti si sviluppano essenzialmente nel corpo del rilevato e che, stante le caratteristiche di tali materiali si può assumere che avvengano nell'ambito delle fasi costruttive, i valori dei cedimenti calcolati sono ritenuti accettabili.

