

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84C19000370009

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA A.V. /A.C. MILANO - VERONA

NODO DI BRESCIA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA INTERVENTO

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE STRADALI

SCALA:

-

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

I N 1 M 1 1 D 2 6 C L R I 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva		Gennaio 2022	N.Carella <i>N.Carella</i>	Gennaio 2022	L.Barchi <i>L.Barchi</i>	Gennaio 2022	A.Perego Gennaio 2022



File: IN1M10D26CLRI000001A.DOC

n. Elab.: 1

Relazione di calcolo rilevati e trincee stradali	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN1M	10	D 26 CL	RI 0000001	A	2 DI 26

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	5
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	5
2.2	SOFTWARE.....	5
2.3	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO PD	5
2.4	BIBLIOGRAFIA	6
3	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO	7
4	SCHEMA STRATIGRAFICO E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	8
5	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	10
5.1	COEFFICIENTI SISMICI PER LE VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI	12
5.2	COEFFICIENTI SISMICI PER LE VERIFICHE DI STABILITA' DEI FABBRICATI	12
6	AZIONI DI PROGETTO E SEZIONI DI VERIFICA.....	13
6.1	AZIONI DI PROGETTO	13
6.2	SEZIONE DI VERIFICA.....	14
7	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL RILEVATO	15
7.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	15
7.2	CALCOLO DEI CEDIMENTI ALLA PROGR. 0+075 – NV01	16
8	VERIFICHE SLU - STABILITA` GLOBALE DEI RILEVATI	21
8.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE.....	21
8.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE	23
9	STABILITA` NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	26

1 PREMESSA

Nella presente Relazione di Calcolo Rilevati e Trincee Stradali, compresa nel Progetto Definitivo del Potenziamento Infrastrutturale dello Scalo di Brescia, si riportano i risultati delle verifiche geotecniche del rilevato stradale che consentirà di raggiungere l'area a Sud della linea Milano-Verona (Figura 1). Su tale area, che rimarrebbe interclusa dopo la realizzazione delle due aste in progetto, $L = 350$ m ed $L = 750$ m, sono presenti alcuni insediamenti residenziali e commerciali.

La nuova viabilità avrà innesto sulla strada asfaltata esistente in sponda sinistra del fiume Mella, collegata con la Via Orzinuovi, poco ad Est del ponte sul fiume. Tale viabilità è segnata sullo stralcio planimetrico di dettaglio riportato nella Figura 2. Come si riconosce dall'esame della figura, è stata specificamente prevista allo scopo di assicurare l'accesso carrabile agli insediamenti esistenti.


Per sviluppare i calcoli, finalizzati alla verifica di sicurezza del manufatto di terra nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) e di collasso (SLU), si è proceduto sulla base della Relazione Geotecnica Generale (IN1M10D26GE0005001A). Questo documento è dedicato alla ricostruzione del modello geotecnico del sottosuolo ed alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.

Prendendo le mosse dalle informazioni sui terreni di fondazione, e tenendo conto, in particolare, dei valori dei rispettivi parametri geotecnici, riportati nella Relazione Geotecnica Generale, sono stati ricostruiti gli schemi fisici di riferimento e di calcolo per sviluppare le seguenti analisi e verifiche geotecniche:

- calcolo dei cedimenti del rilevato per le verifiche SLE;
- verifiche di stabilità globale in condizioni statiche ed in condizioni sismiche (SLU);

Tutte le analisi sono svolte utilizzando i codici di calcolo automatico che sono parte del medesimo pacchetto commerciale *Geostudio*.

In particolare, i cedimenti dei rilevati sono stati determinati utilizzando il codice di calcolo Sigma/W, basato sul metodo degli elementi finiti. Le verifiche di stabilità globale sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo Geoslope/W. Questo codice consente l'impiego di diversi procedimenti di analisi, tutti basati sul metodo dell'equilibrio limite globale; nel caso in esame è stato utilizzato il metodo di Bishop semplificato.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA A.V./A.C.MILANO–VERONA					
	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA					
Relazione di calcolo rilevati e trincee stradali	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN1M	10	D 26 CL	RI 0000001	A	5 DI 26

2 NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.42 del 20.2.2018, Supplemento ordinario n.8.
- [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 MA IFS 001 D del 20.12.2019 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.
- [4] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”.
- [5] RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.

2.2 SOFTWARE

- [6] GeoStudio Core – moduli SIGMA/W E SLOPE/W – www.geoslope.com

2.3 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO PD

- [7] ITALFERR – PD: “LINEA AV/AC MILANO-BRESCIA. POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA”. Relazione geotecnica generale (Doc.IN1M10D26GEGE0005001A).
- [8] ITALFERR – PD: “LINEA AV/AC MILANO-BRESCIA. POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA”. Profilo Geotecnico – Asta 350m (Doc.IN1M10D26F7GE0005001A).
- [9] ITALFERR – PD: “LINEA AV/AC MILANO-BRESCIA. POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA”. VIABILITA'. Percorso di riconnessione aree Parco Mella: Relazione tecnico-descrittiva. (Doc.IN1M11D26FGNV0100001A).

Relazione di calcolo rilevati e trincee stradali	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN1M	10	D 26 CL	RI 0000001	A	6 DI 26

[10] ITALFERR – PD: “LINEA AV/AC MILANO-BRESCIA. POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA”. Relazione di calcolo rilevati e trincee ferroviari (Doc.IN1M10D26CLRI0000002A).

2.4 BIBLIOGRAFIA

- [11] GeoStudio 2018, “Stability Modeling with GeoStudio”. Geo-Slope International, Ltd
- [12] GeoStudio 2018, “Stress-Strain Modeling with GeoStudio”. Geo-Slope International, Ltd
- [13] Seed H.B., Idriss I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, Earthquake Engineering Research Center, Report N. EERC 70-10
- [14] RFI-ITALFERR (32021). Manuale di Progettazione – Sezione II.

3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

Nell'ambito degli interventi finalizzati all'adeguamento e potenziamento Infrastrutturale dello Scalo di Brescia è prevista la realizzazione di due nuove aste (L = 350 m ed L = 750 m), collegate ai binari esistenti e la costruzione di alcuni manufatti di c.a. ed opere minori.

L'asta di manovra da L = 750 m è caratterizzata dal rilevato sul quale avrà sede un binario che sfiora dal lato Milano del fascio e si sviluppa verso sud-ovest, all'incirca in affiancamento alla locale sede viaria posata alla sommità dell'argine sinistro del fiume Mella.

Per consentire l'accesso carrabile agli insediamenti residenziali e commerciali presenti tra il confine Ovest del mercato ortofrutticolo di Brescia e la strada asfaltata in sponda sinistra del fiume, sono stati previsti tre varchi nel corpo del rilevato L = 750 m e nuovi percorsi viari che li attraversano.

Uno di questi sottopassa il tronco merci in progetto al km 0+296 ed è costituito da un tracciato assimilabile ad un collegamento a destinazione particolare, non soggetto, pertanto, alle prescrizioni che riguardano le verifiche plano-altimetriche previste dal DM 2001, come indicato in tale normativa.

La strada ha uno sviluppo di 400 m composto da tratti geometrici rettilinei-curve con andamento altimetrico essenzialmente a raso e con sezioni alternativamente in rilevato e trincea. La sezione stradale ha larghezza pari a 6.50 m con due corsie larghe 3.25 m e pendenza trasversale 2.5% a doppia falda.

L'altezza dei rilevati e la profondità delle trincee sono tipicamente modeste. L'altezza massima fuori terra è pari a 2.1 m. Il paramento è sagomato con pendenza 2v / 3h ed è previsto che venga rivestito con uno strato di terreno vegetale avente spessore pari a 0.30 m. Al piede sono previsti fossi di guardia a dispersione, aventi sezione verticale di forma trapezia con base minore e altezza pari a 0.50 m e sponde sagomate 1v / 1h.

Nelle sezioni in trincea è prevista una cunetta alla francese di larghezza 1m per la raccolta e l'allontanamento delle acque incidenti la piattaforma.

Per eventuali informazioni di dettaglio sulla geometria dell'opera si rimanda agli altri elaborati di progetto.

Nella presente relazione l'attenzione è rivolta alla verifica delle condizioni di sicurezza nei riguardi degli SLE ed SLU del rilevato di altezza media pari a 2.1 m identificato dalla sezione 4 (IN1M10D26W9NV0100001-2A.dwg).

4 SCHEMA STRATIGRAFICO E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Di seguito si riportano lo schema stratigrafico e di calcolo e le tabelle con i valori dei parametri geotecnici utilizzati per sviluppare i calcoli e le verifiche dell'opera di terra.

Come specificato in Relazione Geotecnica Generale (Doc.[7]: IN1M10D26GEGE0005001A) si fa riferimento allo schema di mezzo bifase, considerando, di conseguenza, il terreno secco o saturo, rispettivamente al di sopra o al di sotto del livello della falda. Per descrivere il comportamento a rottura dei terreni in posto e delle terre da costruzione dei rilevati si adotta il modello di Mohr-Coulomb con inviluppo di rottura lineare. Quindi la resistenza al taglio è funzione dei parametri c' e φ' ovvero dell'unico parametro c_u a seconda che sia espressa, rispettivamente, in termini di tensioni efficaci o di tensioni totali.

Per quanto riguarda la ricostruzione del modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza della viabilità NV01, si fa riferimento, in sintesi, alla stratigrafia geotecnica e di calcolo riportata nella Tabella 1.

Tabella 1 - Schema stratigrafico di calcolo.

Terreni	Unità	z [m dal p.c.]	Quota tetto [m s.m.]	Quota base [m s.m.]	Spessore [m]
Ghiaia e sabbia (1)	aa- G(S)	0.0 – 1.98	129.98	128.0	1.98
Limo deb. argilloso (2)	aa-A(L)	1.98 – 2.48	128.0	127.5	0.5
Ghiaia e sabbia (1)	aa- G(S)	2.48 – 10.48	127.5	119.5	8.0
Ghiaia e sabbia (3)	fg -S(L)	10.48-16.48	119.5	113.5	6.0
Limo deb. argilloso (2)	fg-A(L)	16.48-18.48	113.5	111.5	2.0
Ghiaia e sabbia (3)	fg-S(L)	> 18.0	111.5	< 111.5	----

(1) Terreni a grana grossa superiori; (3) Terreni a grana grossa inferiori; (2) Livello di terreni a grana fina;

Nella Tabella 2 sono riportati i valori caratteristici del peso dell'unità di volume (γ) e dei parametri di resistenza al taglio dei terreni di fondazione dei due rilevati, espressi in termini di tensioni efficaci. Questi valori sono stati ricavati a valle di una analisi ed elaborazione dei risultati delle prove in sito e di laboratorio, esposta in dettaglio nella Relazione Geotecnica Generale (IN1M10D26GEGE0005001A). In tale documento è illustrato, infatti, il processo di sintesi ed interpretazione delle informazioni e dei dati disponibili che è la caratterizzazione geotecnica; in definitiva con la stima dei valori da utilizzare per i parametri geotecnici dei terreni compresi nel volume significativo (modello geotecnico del sottosuolo).

A questo riguardo è utile precisare che nel caso in esame questo percorso è stato sviluppato privilegiando un approccio cautelativo, in considerazione delle incertezze inerenti l'esame e interpretazione dei risultati delle prove eseguite su terreni a grana grossa, quali sono stati rinvenuti nel sottosuolo delle opere in progetto.

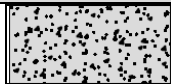

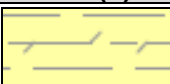


Tabella 2 – Valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio; (1) campo di variabilità; (2) valori di riferimento ai fini del dimensionamento geotecnico delle opere (verifiche SLU).

Terreni	Unità	γ [kN/m ³]	c' (1) [kPa]	ϕ' (1) [°]	c' (2) [kPa]	ϕ' (2) [°]
Ghiaia e sabbia (1)	aa - G(S)	19	0.0	37-47	0.0	39
Ghiaia e sabbia (3)	fg – S(L)	19	0.0	35-43	0.0	37
Limo deb. argilloso (2)	aa – A(L) fg – A(L)	19	0.0	31	0.0	31

Si fa osservare che nella Tabella 2 sono stati riportati sia il campo di variabilità dei singoli parametri sia il valore che in definitiva è stato scelto per le verifiche oggetto del presente documento. E' noto, infatti, che la scelta del valore caratteristico di un parametro geotecnico corrisponde ad *“una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato”* (DM 2018, § 6.2.2). Quindi, per eseguire altre verifiche di sicurezza, con riferimento a stati limite di esercizio e di collasso diversi da quelli che qui si prendono in esame, si potranno adottare, per i medesimi terreni, valori diversi dei parametri geotecnici rispetto a quelli utilizzati nel seguito.

Infine nella Tabella 3 è riportata una classificazione sintetica dei terreni che costituiscono il modello geotecnico di sottosuolo; in entrambi i casi con questo termine *“si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico”* (DM 2018, § 6.2.2). Nella medesima Tabella 3 per ciascuna *“unità omogenea”* sono riportati i relativi *“valori caratteristici dei parametri geotecnici”* (DM 2018, § 6.2.2) utilizzati nel seguito per sviluppare le analisi e le verifiche geotecniche nei riguardi degli SLU e degli SLE.

Tabella 3 – Valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza al taglio e di rigidità.

Parametri	Rilevato R	Unità aa-G(S)	Unità aa-A(L)	Unità fg-S(L)	Unità fg-A(L)
					
γ (kN/m ³)	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0
ϕ (°)	35	39	31	37	31
c' (kPa)	0	0	0	0	0
c_u (kPa)	-	-	100	-	75
E_0' (MPa)	30	40 - 50	15	75 - 175	15
k (m/s)	$k=10^{-5}$	$k=10^{-5} \div 10^{-4}$	$k=10^{-8} \div 10^{-7}$	$k=10^{-6} \div 10^{-5}$	$k=10^{-8} \div 10^{-7}$

5 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

Per quanto riguarda la classificazione sismica dell'area oggetto degli interventi, la definizione della categoria di sottosuolo, il valore dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, definiti in accordo con la normativa vigente (DM 2018), si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale (Doc.).

Si segnala che in base del profilo dei valori della velocità delle onde di taglio V_s nei primi 30 m di profondità rispetto al piano campagna, è stato determinato il valore $V_{s,(30)} = 326$ m/s; di conseguenza il deposito dei terreni di fondazione delle opere in progetto può essere ricondotto alla categoria di sottosuolo **C**.

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto è stata determinata considerando i seguenti valori della classe d'uso, del coefficiente d'uso C_U , della vita nominale V_N e della vita di riferimento V_R :

Classe d'uso III ($C_U = 1.5$) per i rilevati;

Classe d'uso IV ($C_U = 2.0$) per i fabbricati

da cui si ottiene:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni per i rilevati;}$$

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 2.0 = 150 \text{ anni per i fabbricati}$$

I valori dei parametri che definiscono la pericolosità sismica di base (a_g , F_0 e T_C^*), sono riportati nelle due tabelle seguenti, Tabella 4 e Tabella 5, che si riferiscono, rispettivamente, alla classe d'uso III ed alla classe d'uso IV.

Per tenere conto degli effetti di superficie, in particolare l'assetto stratigrafico del sottosuolo e l'assetto morfologico della porzione di territorio di interesse, è stato applicato il coefficiente di amplificazione S che si ricava con la relazione

$$S = S_s \cdot S_T$$

Riguardo l'amplificazione topografica, l'area di interesse, essenzialmente pianeggiante, è ricondotta alla **categoria topografica T1**; pertanto il relativo fattore di amplificazione è unitario. Nelle tabelle seguenti, Tabella 6 e Tabella 7, sono riportati, per i quattro stati limite indicati nella normativa vigente e per le due classi d'uso, la III e la IV, i valori del tempo di ritorno, del fattore di sito S e dell'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$.

Tabella 4 - Valori di a_g , F_o e T_c^* , per il sito investigato (BS Scalo) e classe di uso III.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0,063	2,436	0,246
SLD	113	0,081	2,421	0,258
SLV	1068	0,195	2,453	0,287
SLC	2193	0,249	2,445	0,297

Tabella 5 - Valori di a_g , F_o e T_c^* , per il sito investigato (BS Scalo) e classe di uso IV.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	90	0.073	2.452	0.255
SLD	151	0.093	2.418	0.262
SLV	1898	0.223	2.435	0.285
SLC	2475	0.271	2.425	0.292

Tabella 6 - Valori dell'accelerazione orizzontale in condizioni di campo libero (classe d'uso III) e sottosuolo A, accelerazione massima al suolo e coefficiente di amplificazione stratigrafica

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	68	0.063	1.5	0.095
SLD	113	0.081	1.5	0.122
SLV	1068	0.195	1.413	0.276
SLC	2193	0.249	1.335	0.332

Tabella 7 - Valori dell'accelerazione orizzontale in condizioni di campo libero (classe d'uso IV) e sottosuolo A, accelerazione massima al suolo e coefficiente di amplificazione stratigrafica

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	90	0.073	1.5	0.110
SLD	151	0.093	1.5	0.140
SLV	1898	0.223	1.385	0.309
SLC	2475	0.271	1.32	0.358

5.1 COEFFICIENTI SISMICI PER LE VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI

In armonia con le prescrizioni della normativa vigente, le verifiche di stabilità dei rilevati sono state eseguite mediante il metodo pseudo-statico (DM 2018, § 7.11.4). In tal caso le azioni statiche equivalenti, ovvero che producono i medesimi effetti dell'azione sismica, si determinano introducendo i coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v), calcolati mediante le seguenti relazioni:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g \qquad k_v = +/- k_h / 2$$

nelle quali:

a_{\max} = azione sismica di progetto definita in relazione geotecnica generale (Doc.[7]) e pari a 0.276 g.

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, da assumere pari a 0.38 per verifiche allo SLV su fronti di scavo o rilevati, come nel caso in esame.

Applicando tali relazioni si ricavano i valori dei coefficienti per la verifica di stabilità globale nei riguardi dello stato limite SLV riportati nella seguente tabella:

Tabella 8 - Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

	V_N (anni)	C_U	V_R (anni)	a_g (g)	S	S_T	a_{\max} (g)	k_h	k_v
SLV	75	1.5	112.5	0.195	1.413	1.0	0.276	0.105	+/-0.052

5.2 COEFFICIENTI SISMICI PER LE VERIFICHE DI STABILITA' DEI FABBRICATI

Le verifiche saranno eseguite applicando il metodo pseudo-statico seguendo le modalità indicate nella normativa vigente (DM 2018). In mancanza di studi specifici i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono calcolati con le seguenti relazioni:

$$k_h = (\beta_m) a_{\max} / g \qquad k_v = +/- k_h / 2$$

nelle quali:

a_{\max} = azione sismica di progetto definita in relazione geotecnica generale (Doc.[7]) e pari a 0.309 g.

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, da assumere pari a 0.38 per verifiche allo SLV (rif. §.7.11.6.2.1 del DM 17.01.2018).

In accordo alle espressioni di cui sopra, si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica allo SLV:

Tabella 9 - Valori dei coefficienti sismici per le verifiche dei fabbricati.

	V_N (anni)	C_U	V_R (anni)	a_g (g)	S	S_T	a_{\max} (g)	k_h	k_v
SLV	75	2.0	150	0.223	1.385	1.0	0.309	0.117	+/-0.0585

6 AZIONI DI PROGETTO E SEZIONI DI VERIFICA

6.1 AZIONI DI PROGETTO

Le azioni di progetto considerate nelle analisi oggetto della presente relazione sono:

- Azioni permanenti che derivano dal peso proprio delle opere di terra
- Azioni variabili rappresentative del traffico stradale;
- Azioni variabili rappresentative degli effetti indotti dalle azioni sismiche.

Il sovraccarico da traffico stradale è stato valutato in accordo con le prescrizioni del Manuale di Progettazione (Rif. [3]). In pratica è stato assimilato ad una pressione equivalente di intensità pari a 20 kPa, agente su una fascia larga 6.5 m centrata in corrispondenza dell'asse stradale.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si rimanda al paragrafo 5.1 del presente documento.

I carichi ed i sovraccarichi sono stati inseriti nelle diverse verifiche agli SLU (statiche e sismiche) e agli SLE, applicando laddove necessario gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza fissati dalla normativa vigente (DM 2018).

6.2 SEZIONE DI VERIFICA

Ai fini delle verifiche geotecniche è stata selezionata la sezione 4 alla progressiva km0+075 (Figura 3), laddove il rilevato raggiunge l'altezza maggiore pari a 2.1m; tale sezione è considerata rappresentativa delle condizioni più critiche.

CONSOLIDAMENTO E BONIFICA TERRE	
SCOTICO	3,78 m ²
MOVIMENTI TERRA	
RILEVATO ZONA GRADONATURA	18,50 m ²
SCAVO FOSSEO	0,90 m ²
FINITURE	
RIVESTIMENTO SCARPATE CON VEGETALE	0,52 m ²
BAULETTO IN GHIAIA	0,25 m ²
RICOPRIMENTO IN GHIAIA 5CM	2,63 m
CORPI STRADALI	
FONDAZIONE IN MISTO STABILIZZATO	1,72 m ²
COMPATTAZIONE	7,41 m

SEZIONE N.: 4
QT. PROGETTO: 132,085
DIST.PROG.: 75,00
DIST.PREC.: 25,00
DIST.SUCC.: 25,00

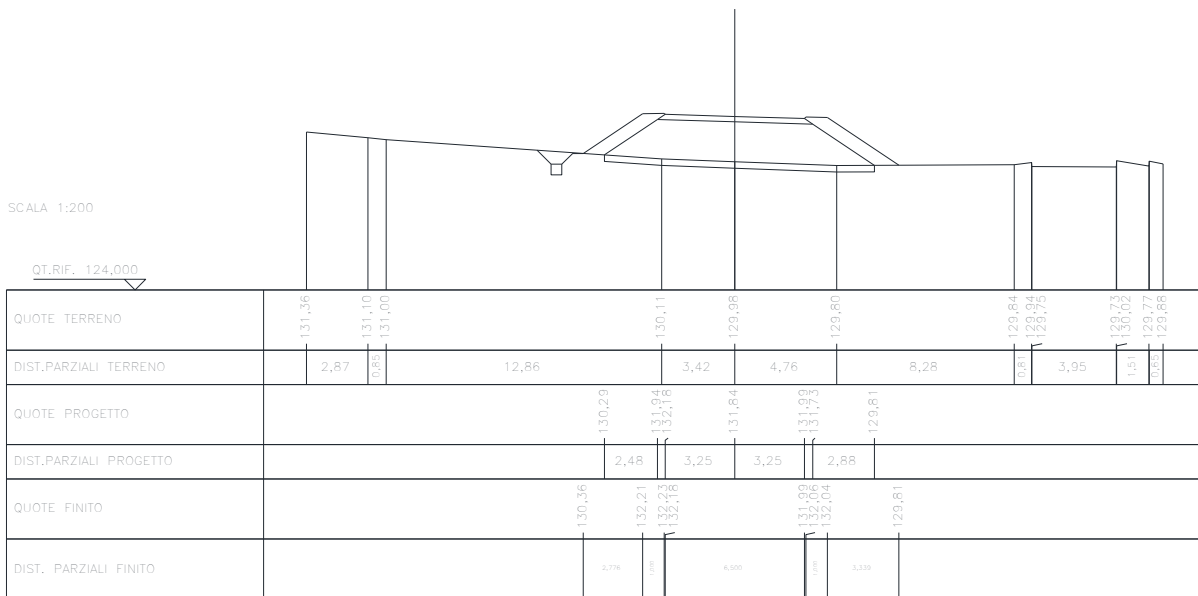


Figura 3 – Sezione di calcolo: sezione 4 alla progressiva km0+075 – NV01; rilevato di altezza H =2.1m.

7 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL RILEVATO

Per il rilevato stradale qui di interesse, la verifica nei riguardi dello stato limite di esercizio (SLE) è stata eseguita sulla base di un calcolo del cedimento dei terreni di fondazione e del manufatto sotto l'azione del peso proprio e del transito dei carri ferroviari.

Come prescritto dalla normativa vigente (DM 2018), la verifica nei riguardi dello Stato Limite di Esercizio si esegue controllando che gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alle deformazioni dei terreni di imposta e dell'opera, siano compatibili con la funzionalità e con la sicurezza dell'opera medesima e di quelle ad essa adiacenti.

Tale verifica si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione e dei materiali da costruzione.

La verifica nei riguardi degli SLE si esegue accertando, per ciascuno stato limite di esercizio, che sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (\text{DM 2018, § 6.2.4.3})$$

In tale relazione " E_d è il valore di progetto dell'effetto nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al § 2.5.3 e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni" (DM 2018, § 6.2.4.3).

In armonia con tali prescrizioni, le verifiche geotecniche sono pertanto volte ad identificare un campo di spostamenti/cedimenti delle opere in progetto. In particolare RFI stabilisce un valore soglia degli spostamenti residui attesi, corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio (SLE), pari a 5 cm. E' appena il caso di segnalare che le verifiche nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio possono risultare più stringenti di quelle nei riguardi degli SLU.

Il calcolo dei cedimenti del rilevato è stato eseguito utilizzando il codice di calcolo automatico SigmaW basato sul metodo degli elementi finiti. Tale codice è parte del pacchetto GeoStudio. In pratica mediante il codice SigmaW si ricavano gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo dalla costruzione dei rilevati; successivamente si determinano le deformazioni e quindi i cedimenti; tale analisi è definita di tipo Load/Deformation.

7.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

La stratigrafia geotecnica utilizzata per il calcolo dei cedimenti è desunta profilo del sondaggio S2_BS-PD, con boccaforo alla quota di 129.2 m s.m. (Tabella 1).






Ai fini del calcolo il livello della falda è stato fissato alla quota di 118 m s.m. come riportato nel profilo geotecnico. In pratica il pelo libero è posto a profondità di 12-15 m rispetto al piano di campagna.

Nella Tabella 10 sono riportati i valori dei parametri geotecnici di progetto utilizzati per il calcolo dei cedimenti dei rilevati. I valori del modulo di elasticità longitudinale E' sono stati ricavati a partire dal valore del modulo di elasticità tangenziale G_0 , relativo a bassi livelli di deformazione. In particolare, il

valore di G_0 è stato determinato mediante le misure di velocità di propagazione delle onde di taglio. Mediante la semplice relazione $E'_0 = 2(1 + \nu)(G_0)$ nella quale ν è il coefficiente di Poisson, assunto costante e pari a $\nu = 0.3$, è stato ricavato il valore del modulo di elasticità longitudinale E'_0 relativo a bassi livelli di deformazione.

Sulla base delle analisi eseguite con riferimento ai rilevati ferroviari (RILEVATI FERROVIARI), secondo il procedimento iterativo descritto anche nella Relazione Geotecnica Generale (Doc.[7]: IN1M10D26GEGE0005001A), il valore del modulo E' utilizzato per il calcolo è stato ricavato applicando un fattore di abbattimento pari a 0.8 al valore del modulo E'_0 relativo a bassi livelli di deformazione

Tabella 10 - Parametri geotecnici ai fini del calcolo dei cedimenti dei rilevati.

Parametri	Rilevato R	Unità aa-G(S)	Unità aa-A(L)	Unità fg-S(L)	Unità fg-A(L)
					
γ_d (kN/m ³)	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0
E' (MPa)	30	40	7.5	100	7.5
k (m/s)	$k=10^{-3}$	$k=10^{-5} \div 10^{-4}$	$k=10^{-8} \div 10^{-7}$	$k=10^{-6} \div 10^{-5}$	$k=10^{-8} \div 10^{-7}$

7.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI ALLA PROGR. 0+075 – NV01

Nella Figura 4 è rappresentato il modello di calcolo utilizzato per determinare i cedimenti del rilevato. La costruzione del rilevato, avente altezza pari ad $H = 2.1$ m, è simulata attraverso la posa successiva di 2 strati, aventi spessori pari a $h_i = 1.0-1.1$ m.

La prevista sequenza costruttiva è divisa in 2 intervalli temporali, ciascuno con durata di 1 giorno. Le fasi di costruzione sono illustrate nella rappresentazione grafica di Figura 4.

Il dominio di calcolo è confinato alla base, alla quota di 100 m s.m., dove è imposta la condizione di spostamenti nulli. I cedimenti sono diagrammati in corrispondenza di due verticali, denominate asse 1-1 ed asse 2-2, rispettivamente in mezzeria ed al piede del rilevato, ed inoltre lungo la linea orizzontale alla base del rilevato (asse A-A).

I valori dei carichi sono riportati nella Tabella 12.

I risultati delle analisi sono riportati nei diagrammi da Figura 6 a Figura 8. L'andamento dei cedimenti lungo la base del rilevato risulta simmetrico rispetto al centro del rilevato, con valore massimo al centro di circa 1cm.

Per la profondità della falda rispetto al piano di campagna e per la natura dei terreni di fondazione, costituiti di sabbie e ghiaie, quindi caratterizzati da elevata permeabilità i cedimenti si verificano all'atto della costruzione delle opere; in pratica sono tutti istantanei

Tabella 11 - Fasi costruttive ed applicazione del carico.

step costruzione	$h_1 = 1.0\text{m}$	$h_2 = 1.1\text{m}$
t fine costr. (sec)	86,400	172,800

Tabella 12 - Valore dei carichi per le verifiche agli SLE.

Azioni	Verifiche
	SLE
γ terreno rilevato [kN/m^3]	19
traffico [kPa]	assente

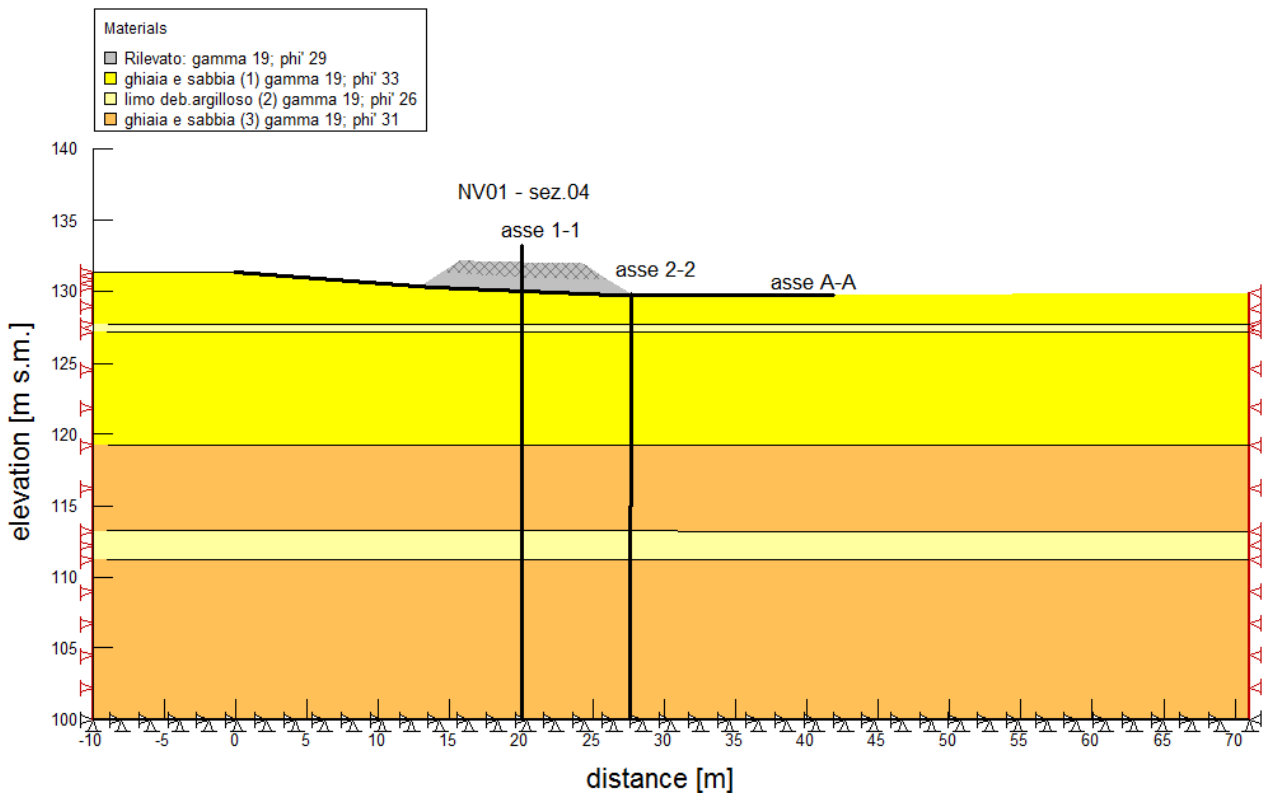


Figura 4 – Schema di calcolo del rilevato.

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IN1M	10	D 26 CL	RI 0000001	A	18 DI 26

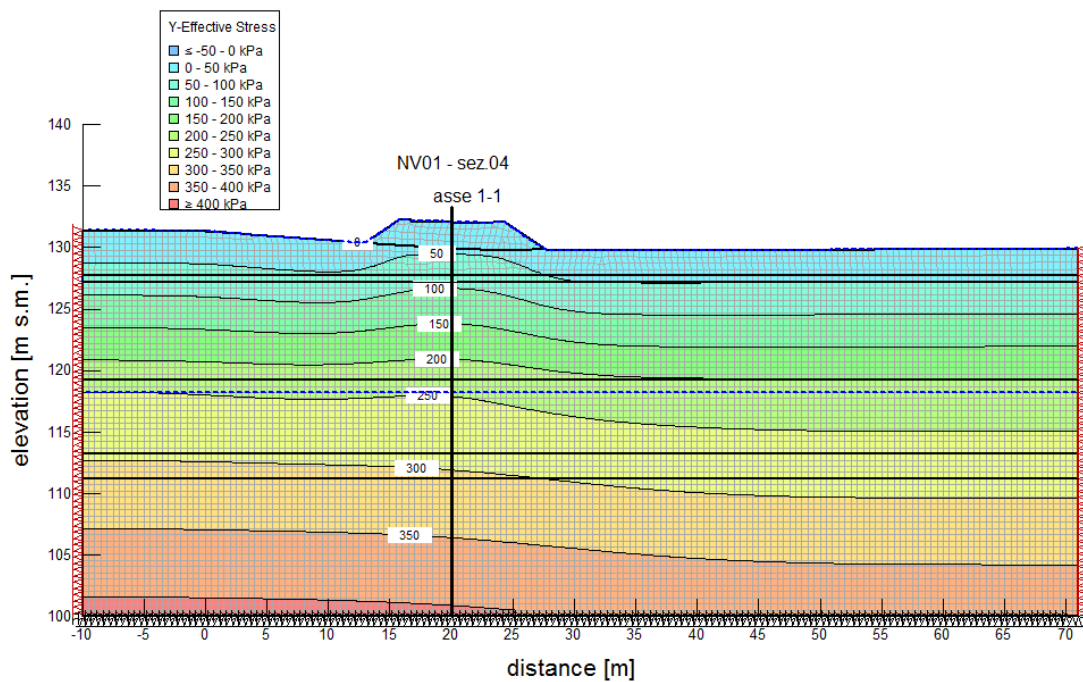
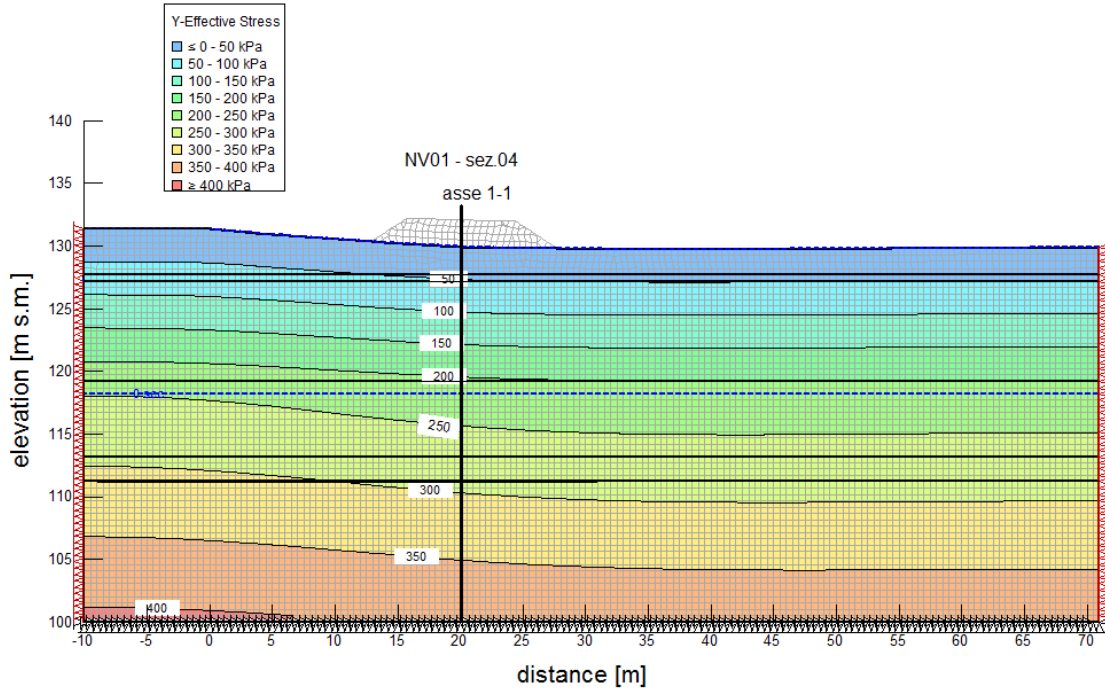
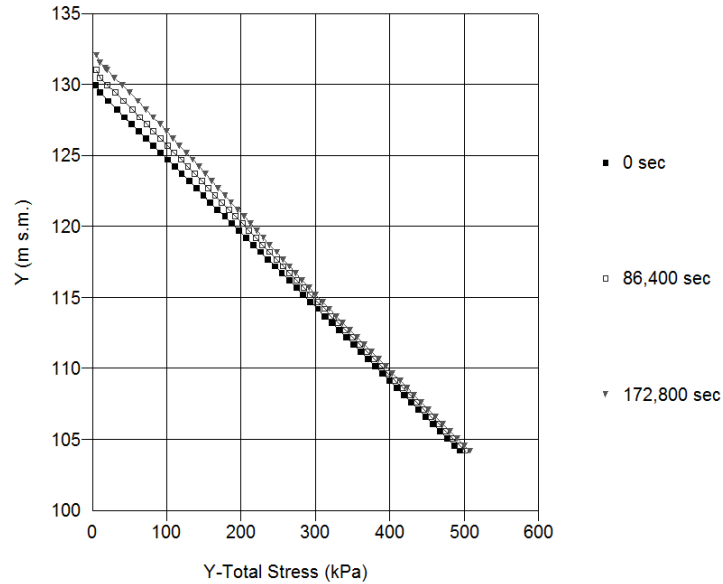


Figura 5 – Isolinee dello stato di sforzo in termini di tensione efficace: ante operam (sopra); post operam (sotto)

stato di sforzo indotto



cedimenti piano campagna

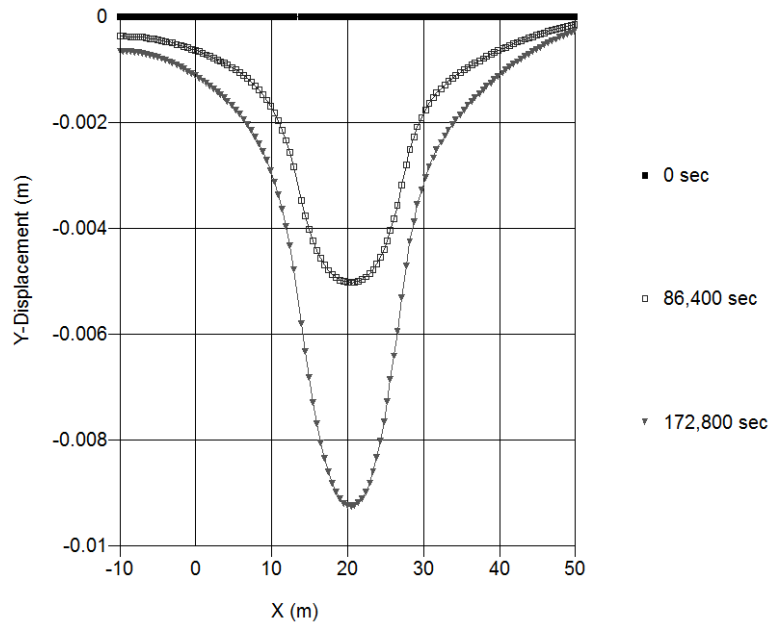


Figura 6 - Andamento dei cedimenti cumulati lungo la base del rilevato (Asse A-A) alla fine della costruzione del rilevato e a seguito dell'applicazione dei carichi.

cedimenti asse 1-1

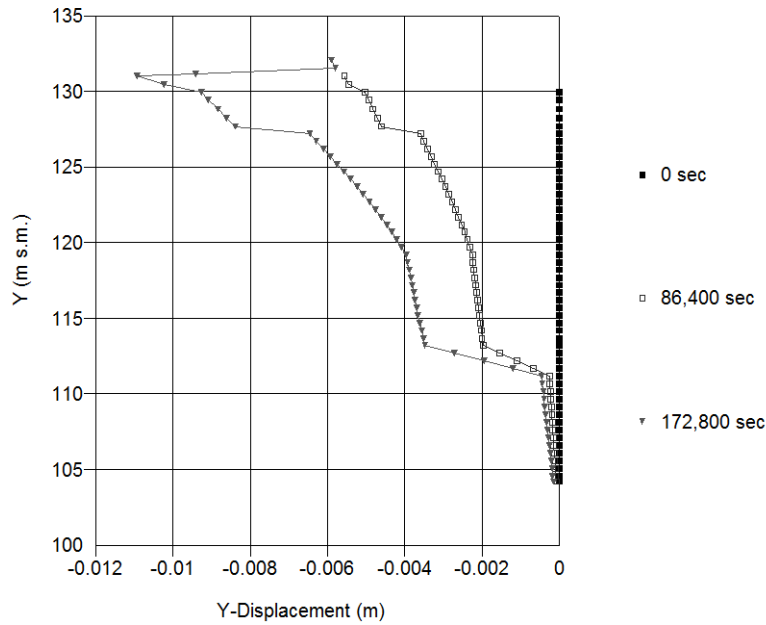


Figura 7 - Andamento dei cedimenti cumulati lungo la verticale al centro del rilevato (asse 1-1) seguito dell'applicazione dei carichi.

cedimenti asse 2-2

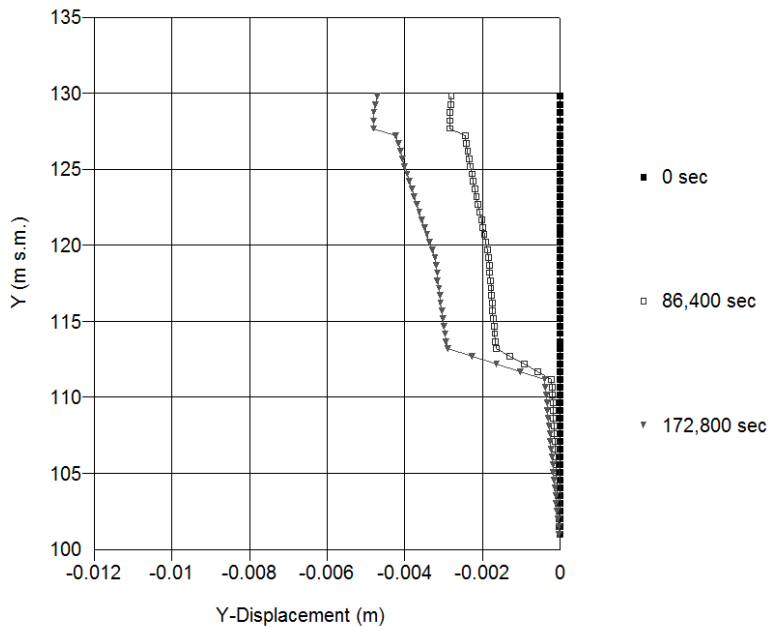


Figura 8 - Andamento dei cedimenti cumulati lungo il piede del rilevato (asse 2-2) a seguito dell'applicazione dei carichi.

8 VERIFICHE SLU - STABILITA` GLOBALE DEI RILEVATI

In accordo con le prescrizioni di normativa vigente (DM 2018) sono state eseguite due serie di verifiche di stabilità (verifiche nei riguardi degli SLU), come indicato di seguito:

- Analisi in condizioni drenate: fine costruzione e presenza dell'azione dovuta al traffico viario
- Analisi in condizioni drenate: in presenza di sisma in assenza di traffico viario.

8.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

Le verifiche in condizioni statiche sono eseguite secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: A2+M2+R2, tenendo conto dei coefficienti parziali definiti in Tabella 13 e Tabella 14.

Tabella 13- Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II, NTC2018).

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione 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_γ	1,0	1,0

Tabella 14 - Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) - (Tab. 6.8.I, NTC2018).

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

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

essendo $R = R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right]$ la 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 nella normativa vigente per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali sulle azioni γ (Tab. 5.2.V) riportati in Tabella 15.

Tabella 15 - Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 5.1.V delle NTC2018).

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolge i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Il significato dei simboli riportati in Tabella 15 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.

Il carico distribuito sul rilevato è pari a 20 kPa amplificato secondo il coefficiente 1.3 di normativa (Tabella 16).

Tabella 16 - Valore dei carichi per la verifica agli SLU.

Azioni	SLU
γ terreno rilevato [kN/m ³]	19
Traffico viario [kPa]	26

I parametri di progetto per l'analisi in condizioni drenate sono riportati in Tabella 17.

Tabella 17 - Valore dei parametri di resistenza di progetto per la verifica agli SLU.

Terreni	$c' (d)$ [kPa]	$\varphi' (d)$ [°]
Rilevato	0	29
aa – G(S)	0	33
fg – S(L)	0	31
aa – A(L)	0	26
fg – A(L)	0	26

Lo schema stratigrafico di calcolo è il medesimo di quello definito per la verifiche nei riguardi degli SLE. Lo stato di sforzo nel sottosuolo è stato fissato sulla base delle analisi eseguite utilizzando il codice di calcolo basato sul metodo degli elementi (Figura 4).

Per la ricerca della superficie di scivolamento alla quale corrisponde il valore minimo del coefficiente di sicurezza si impone:

- terreni (a grana fina e grossa): resistenza in termini di tensioni efficaci $c'_d = 0$ e $\varphi'_d \neq 0$
- meccanismo di collasso con scivolamento da sinistra verso destra;
- ricerca del valore minimo del coefficiente di sicurezza al variare del centro di rotazione e dalla tangente alla superficie di scivolamento.

Il risultato dell'analisi viene riportato in Figura 9. La verifica risulta soddisfatta.

8.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

Le verifiche di sicurezza nei riguardi degli SLU in presenza di azione sismiche sono analoghe a quelle relative alle condizioni statiche.

La verifica di stabilità globale è eseguita ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni permanenti e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$. (capitolo 7 delle NTC2018).

Nel caso in esame le analisi sono eseguite adottando il metodo pseudo-statico secondo le prescrizioni di normativa (DM 2018 § 7.11.3.5.2). Nella Tabella 18 sono riportati i valori dei coefficienti sismici

Tabella 18 - Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

	V _N	C _U	V _R	a _g (g)	S	S _T	a _{max} (g)	k _h	k _v
SLV	75	1.5	112.5	0.195	1.413	1.0	0.276	0.105	+/-0.052

Per le verifiche in condizioni sismiche si assume la non contemporaneità con il carico distribuito che rappresenta le azioni del traffico viario.

Per la ricerca della superficie di scivolamento alla quale corrisponde il valore minimo del coefficiente di sicurezza si impone:

- terreni a grana fine e grossa: valori caratteristici dei parametri resistenza in termini di tensioni efficaci $c'_k = 0$ e $\phi'_k \neq 0$
- meccanismo di collasso con scivolamento da sinistra verso destra;
- ricerca del valore minimo del coefficiente di sicurezza al variare del centro di rotazione e dalla tangente alla superficie di scivolamento

Il risultato dell'analisi viene riportato in Figura 10. La verifica risulta soddisfatta.

Tabella 19 - Valore dei parametri di resistenza di progetto per la verifica agli SLU

Terreni	c' (k) (kPa)	φ' (k) (°)
Rilevato	0	35
aa – G(S)	0	39
fg – S(L)	0	37
aa – A(L)	0	31

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IN1M	10	D 26 CL	RI 0000001	A	25 DI 26

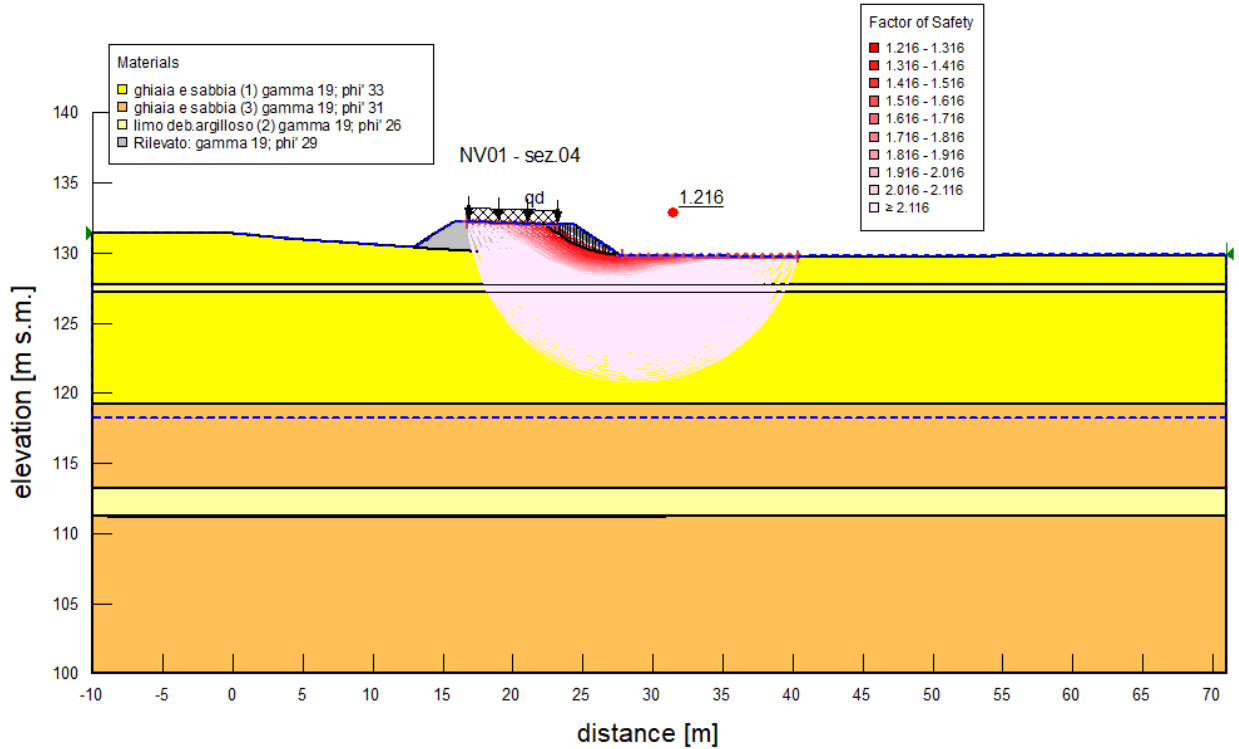


Figura 9 – Risultato della verifica di stabilità del rilevato; il colore degli strati è coerente con il valore dei parametri geotecnici (caratteristici o di progetto).

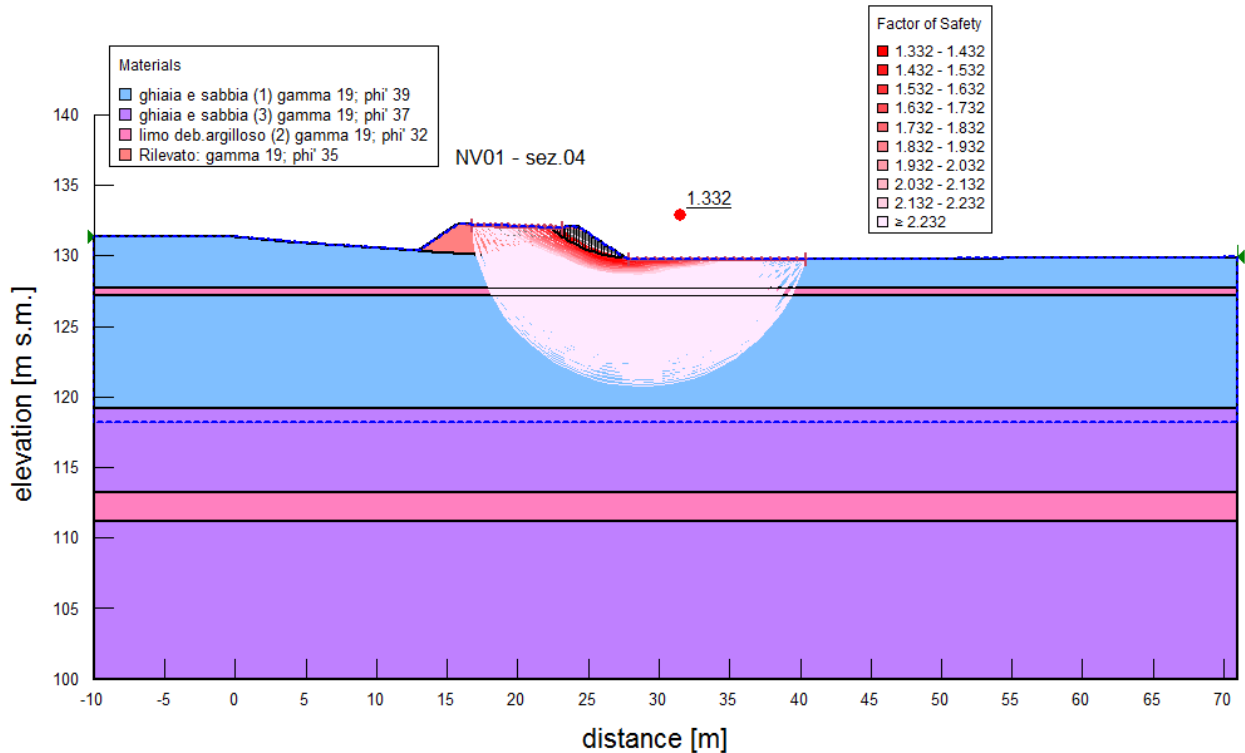


Figura 10 – Risultato della verifica di stabilità del rilevato in presenza di sisma; il colore degli strati è coerente con il valore dei parametri geotecnici (caratteristici o di progetto).

Relazione di calcolo rilevati e trincee stradali	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN1M	10	D 26 CL	RI 0000001	A	26 DI 26

9 STABILITA` NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Le verifiche ai riguardi della liquefazione sono riportate integralmente nella Relazione Geotecnica Generale (Doc.[7]) e nella Relazione di calcolo dei rilevati ferroviari (Doc.[10]).

A conclusione di tali verifiche è stato escluso il pericolo della liquefazione.