Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
PROVVEDITORATO PER LE OPERE PUBBLICHE
PIEMONTE VALLE D'AOSTA LIGURIA

COMUNE DI SANTA MARGHERITA

PROGETTAZIONE DEFINITIVA
PER LA REALIZZAZIONE DI UN CANALE SCOLMATORE
E SISTEMAZIONE IDRAULICA DEI TORRENTI SAN SIRO E MAGISTRATO
IN COMUNE DI SANTA MARGHERITA LIGURE (GE)

GT - R02: Studio Geotecnico della DPGV in Corrispondenza dell'imbocco del Torrente S.Siro



Progettazione

D'APPOLONIA S.P.A.

BETA STUDIO S.R.L

MONTALDO ENGINEERING S.R.L

GEOTECHNICAL SERVICES S.R.L

STEGEO

Coordinatore della Progettazione
(Provveditorato per le OO.PP.)
Dr. Ing. Francesco Caldani

Responsabile del Procedimento
(Provveditorato per le OO.PP.)
Dr. Ing. Alessandro Pentimalli

INDICE

Pagina

LISTA DELLE TABELLE **III**
LISTA DELLE FIGURE **III**
ABBREVIAZIONI E ACRONIMI **VI**
1 INTRODUZIONE **1**
2 SCOPO E ORGANIZZAZIONE DEL DOCUMENTO **2**
3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO **3**
3.1 NORMATIVA 3
3.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO 3
3.3 BIBLIOGRAFIA 3
3.4 SOFTWARE 4
4 ANALISI DEI DATI DISPONIBILI **5**
4.1 CAMPAGNE DI INDAGINE DISPONIBILI 5
4.1.1 Indagini a Supporto del Progetto Preliminare – 2003 5
4.1.2 Indagini a Supporto del Progetto Definitivo – 2005 7
4.1.3 Indagine Integrativa 2015 8
4.2 DEFORMAZIONE GRAVITATIVA PROFONDA DI VERSANTE (DGPV) 10
4.2.1 Inquadramento generale sulle DGPV 10
4.2.2 Dati disponibili sulla DGPV in oggetto 12
5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOTECNICO E SISMICO **13**
5.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO 13
5.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO 14
5.3 INQUADRAMENTO SISMICO 14
6 METODOLOGIA DI CALCOLO **16**
6.1 DESCRIZIONE E SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO 16
6.2 STATI LIMITE ULTIMI DI NATURA GEOTECNICA 16
6.3 STATI LIMITE ULTIMI DI NATURA STRUTTURALE 16
6.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI PARZIALI 17
6.5 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI CARATTERISTICHE 20
6.6 DESCRIZIONE DEI CODICI DI CALCOLO 20
6.6.1 Descrizione del software Slide 20
6.6.2 Descrizione del software Plaxis 2D 21
6.7 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEL VERSANTE 23
6.8 METODOLOGIA DI VERIFICA DELLE TERRE RINFORZATE 25
6.8.1 Verifiche Esterne – Verifica di Stabilità al Ribaltamento 25
6.8.2 Verifiche Esterne – Verifica di Stabilità allo Scorrimento 26
6.8.3 Verifiche Esterne – Verifica di Capacità Portante 26
6.8.4 Verifiche Interne – Verifiche degli elementi di rinforzo del rilevato 27
6.8.5 Verifiche Interne – Verifica Strutturale dell'elemento di Rinforzo 33
7 ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE ANTE OPERA **36**

7.1 SEZIONI E SCENARI ANALIZZATI 36
7.2 ANALISI DEL PENDIO NATURALE - RISULTATI SEZIONE 1-1' 38
7.3 ANALISI DEL PENDIO NATURALE - RISULTATI SEZIONE 5-5' 47
7.4 ANALISI DEL PENDIO NATURALE - RISULTATI SEZIONE 3-3' 54
8 DESCRIZIONE DELLE OPERE A PROGETTO 63
8.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE 63
8.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI 65
8.2.1 Geogriglie per terre rinforzate 65
8.2.1 Materiale di riempimento per terre rinforzate 65
9 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE ALL'EQUILIBRIO LIMITE 66
9.1 VERIFICA DELLA SOLUZIONE ADOTTATA – SEZIONE 1-1' 66
9.2 VERIFICA DELLA SOLUZIONE ADOTTATA – SEZIONE 5-5' 74
10 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE AGLI ELEMENTI FINITI 81
10.1 STATO TENSIONALE A RIPOSO 83
10.2 REALIZZAZIONE TERRE RINFORZATE 84
10.3 PRIMA FASE DI SCAVO 84
10.4 SECONDA FASE DI SCAVO 85
10.5 TERZA FASE DI SCAVO 85
10.6 FONDO SCAVO 86
10.7 PHI/C REDUCTION 86
10.8 FATTORE DI SICUREZZA 88
10.9 STATO TENSO-DEFORMATIVO SULLA PARATIA DI PALI 89
11 VERIFICA DELLE TERRE RINFORZATE 91
11.1 VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CAPACITA' PORTANTE 91
11.2 VERIFICHE STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI RINFORZO 100
12 VERIFICHE DELLA PARATIA DI MICROPALI 117
12.1 VERIFICA A TAGLIO 117
12.2 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE 117
13 VERIFICA DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO 119
13.1 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DEGLI ANCORAGGI 119
13.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TRAZIONE DEI TREFOLI 121
14 CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI 122

RIFERIMENTI

APPENDICE A: TAVOLE
APPENDICE B: SLIDE REPORT

LISTA DELLE TABELLE

Tabella No.	Pagina
Tabella 4.1: Sondaggi 2003 – Informazioni di Base	5
Tabella 4.2: Sondaggi 2005 – Informazioni di Base	7
Tabella 4.3: Sondaggi 2015 – Informazioni di Base	8
Tabella 4.4: Stratigrafia SG1	8
Tabella 4.5: Stratigrafia SG2	9
Tabella 5.1: Livelli di Falda Misurati	13
Tabella 5.2: Parametri Geotecnici Caratteristici	14
Tabella 5.3: Parametri Sismici	14
Tabella 6.1: Fattori di resistenza Impiegati (Manuale SCDOT)	20
Tabella 6.2: Coefficiente di riduzione βs	25
Tabella 8.1: Caratteristiche delle geogriglie	65
Tabella 10.1: Fasi di analisi	81
Tabella 11.1: Geogriglie – Parametri di Progetto	100
Tabella 13.1: Verifica a sfilamento degli ancoraggi della sezione longitudinale	120
Tabella 13.2: Risultati della verifica a trazione sui trefoli	121

LISTA DELLE FIGURE

Figura No.	Pagina
Figura 4.1: Letture Inclinometriche S10	6
Figura 4.2: Tipologie di DGPV	11
Figura 6.1: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (par. 6.2.3.1.1 del D.M. 14/01/2008)	18
Figura 6.2 Coefficienti parziali per i parametri del terreno (par. 6.2.3.1.1 del D.M. 14/01/2008)	18
Figura 6.3 Coefficienti parziali per le resistenze all'instabilità globale dell'opera di sostegno (par. 6.5.3.1.2 del D.M. 14/01/2008)	18
Figura 6.4 Coefficienti parziali per le resistenze all'instabilità globale dell'opera di sostegno (par. 6.5.3.1.1 del D.M. 14/01/2008)	19
Figura 6.5: Coefficienti di resistenza per le geogriglie (SCDOT, 2010).	19
Figura 6.6: Determinazione della Lunghezza dei Rinforzi in Testa e al Piede	28
Figura 6.7: Determinazione del blocco di terreno rinforzato equivalente	29
Figura 6.8: Determinazione del Coefficiente di Spinta K	30
Figura 6.9: Valori del Coefficiente di riduzione RF_{ID}	32
Figura 6.10: Valori del Coefficiente di riduzione RF_{CR}	32
Figura 6.11: Valori del Coefficiente di riduzione RF_{D}	32
Figura 6.12: Valori del Coefficiente di resistenza φ_s	34
Figura 7.1: Sezione 1-1'	36

Figura 7.2: Sezione 3-3' 37
Figura 7.3: Sezione 5-5' 37
Figura 7.4: Sezione 1-1' – Modello 1A – Metodo di Bishop 39
Figura 7.5: Sezione 1-1' – Modello 1A – Metodo di Janbu 40
Figura 7.6: Sezione 1-1' – Modello 1B – Metodo di Bishop 41
Figura 7.7: Sezione 1-1' – Modello 1B – Metodo di Janbu 42
Figura 7.8: Sezione 1-1' – Modello 1C – Metodo di Morgenstern & Price 43
Figura 7.9: Sezione 1-1' – Modello 1C – Metodo di Spencer 44
Figura 7.10: Sezione 1-1' – Modello 2A – Metodo di Bishop 45
Figura 7.11: Sezione 1-1' – Modello 2A – Metodo di Janbu 46
Figura 7.12: Sezione 5-5' – Modello 1A – Metodo di Bishop 48
Figura 7.13: Sezione 5-5' – Modello 1A – Metodo di Janbu 49
Figura 7.14: Sezione 5-5' – Modello 1B – Metodo di Bishop 50
Figura 7.15: Sezione 5-5' – Modello 1B – Metodo di Janbu 51
Figura 7.16: Sezione 5-5' – Modello 1C – Metodo di Morgenstern & Price 52
Figura 7.17: Sezione 5-5' – Modello 1C – Metodo di Spencer 53
Figura 7.18: Sezione 3-3' – Modello 1A – Metodo di Bishop 55
Figura 7.19: Sezione 3-3' – Modello 1A – Metodo di Janbu 56
Figura 7.20: Sezione 3-3' – Modello 1B – Metodo di Bishop 57
Figura 7.21: Sezione 3-3' – Modello 1B – Metodo di Janbu 58
Figura 7.22: Sezione 3-3' – Modello 1C – Metodo di Morgenstern & Price 59
Figura 7.23: Sezione 3-3' – Modello 1C – Metodo di Spencer 60
Figura 7.24: Sezione 3-3' – Modello 2A – Metodo di Bishop 61
Figura 7.25: Sezione 3-3' – Modello 2A – Metodo di Janbu 62
Figura 26: Planimetria generale degli interventi a progetto 63
Figura 27: Sezione tipo degli interventi a progetto 64
Figura 9.1: Sezione di verifica 67
Figura 9.2: Sezione 1-1' – Modello 3A – Metodo di Morgenstern & Price 68
Figura 9.3: Sezione 1-1' – Modello 3A – Metodo di Spencer 69
Figura 9.4: Sezione 1-1' – Modello 3B – Metodo di Morgenstern & Price 70
Figura 9.5: Sezione 1-1' – Modello 3B – Metodo di Spencer 71
Figura 9.6: Sezione 1-1' – Modello 3C – Metodo di Morgenstern & Price 72
Figura 9.7: Sezione 1-1' – Modello 3C – Metodo di Spencer 73
Figura 9.8: Sezione di verifica 74
Figura 9.9: Sezione 5-5' – Modello 3A – Metodo di Morgenstern & Price 75
Figura 9.10: Sezione 5-5' – Modello 3A – Metodo di Spencer 76
Figura 9.11: Sezione 5-5' – Modello 3B – Metodo di Morgenstern & Price 77
Figura 9.12: Sezione 5-5' – Modello 3B – Metodo di Spencer 78
Figura 9.13: Sezione 5-5' – Modello 3C – Metodo di Morgenstern & Price 79
Figura 9.14: Sezione 5-5' – Modello 3C – Metodo di Spencer 80
Figura 10.1: Geometria della sezione di calcolo 82
Figura 10.2: Pressioni litostatiche totali della fase k0 83
Figura 10.3: Pressioni efficaci della fase k0 83

Figura 10.4: Campo di spostamento al termine della realizzazione dei rilevati 84
Figura 10.5: Campo di spostamento al termine della prima fase di scavo 84
Figura 10.6: Campo di spostamento al termine della seconda fase di scavo 85
Figura 10.7: Campo di spostamento al termine della terza fase di scavo 85
Figura 10.8: Campo di spostamento al termine delle operazioni di scavo 86
Figura 10.9: Superficie di scorrimento relativa al termine delle operazioni di stabilizzazione 87
Figura 10.10: Bande di taglio al termine delle operazioni di stabilizzazione 87
Figura 10.11: Grado di Sicurezza al termine delle lavorazioni 88
Figura 10.12: Sforzo assiale sulla paratia 89
Figura 10.13: Sforzo di taglio della paratia 90
Figura 10.14: momento flettente sulla paratia 90
Figura 11.1: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 1 H 6.9 m – Condizioni Statiche 92
Figura 11.2: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 1 H 6.9 m – Condizioni Sismiche 93
Figura 11.3: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 1 H 4.5 m – Condizioni Statiche 94
Figura 11.4: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 1 H 4.5 m – Condizioni Sismiche 95
Figura 11.5: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 2 H 7.0 m – Condizioni Statiche 96
Figura 11.6: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 2 H 7.0 m – Condizioni Sismiche 97
Figura 11.7: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 2 H 5.0 m – Condizioni Statiche 98
Figura 11.8: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 2 H 5.0 m – Condizioni Sismiche 99
Figura 11.9: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 6.9 m – Condizione statica SLU A1M1 101
Figura 11.10: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 6.9 m – Condizione statica SLU A2M2 102
Figura 11.11: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 6.9 m – Condizione sismica SLV A1M1 103
Figura 11.12: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 6.9 m – Condizione sismica SLV A2M2 104
Figura 11.13: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 4.5 m – Condizione statica SLU A1M1 105
Figura 11.14: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 4.5 m – Condizione statica SLU A2M2 106
Figura 11.15: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 4.5 m – Condizione sismica SLV A1M1 107
Figura 11.16: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 4.5 m – Condizione sismica SLV A2M2 108
Figura 11.17: Risultati verifiche geogriglia – Liv.2 H 7.0 m – Condizione statica SLU A1M1 109
Figura 11.18: Risultati verifiche geogriglia – Liv.2 H 7.0 m – Condizione statica SLU A2M2 110
Figura 11.19: Risultati verifiche geogriglia – Liv.2 H 7.0 m – Condizione sismica SLV A1M1 111
Figura 11.20: Risultati verifiche geogriglia – Liv.2 H 7.0 m – Condizione sismica SLV A2M2 112
Figura 11.21: Risultati verifiche geogriglia – Liv.2 H 5.0 m – Condizione statica SLU A1M1 113
Figura 11.22: Risultati verifiche geogriglia – Liv. 2 H 5.0 m – Condizione statica SLU A2M2 114
Figura 11.23: Risultati verifiche geogriglia – Liv. 2 H 5.0 m – Condizione sismica SLV A1M1 115
Figura 11.24: Risultati verifiche geogriglia – Liv. 2 H 5.0 m – Condizione sismica SLV A2M2 116
Figura 13.1: Coefficienti parziali per la reistenza degli ancoraggi 119
Figura 13.2: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche 120

ABBREVIAZIONI E ACRONIMI

DGP	Deliberazione della Giunta Provinciale
DGPV	Deformazione Profonda Gravitativa di Versante

ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE INSISTENTE SULL'IMBOCCO DELLO SCOLMATORE DEI TORRENTI SAN SIRO E MAGISTRATO IN COMUNE DI SANTA MARGHERITA LIGURE (GE) – RELAZIONE TECNICA

1 INTRODUZIONE

La "Progettazione Definitiva per la realizzazione di un canale scolmatore e sistemazione idraulica dei torrenti San Siro e Magistrato in Comune di Santa Margherita Ligure (GE)", redatta nel 2005 ed aggiornata secondo le NTC 2008 nel dicembre 2015 (Provveditorato Per le Opere Pubbliche Piemonte Valle D'Aosta Liguria, 2015)[*] è volta alla messa in sicurezza idraulica del centro storico di Santa Margherita Ligure, prevedendo la deviazione di un'opportuna quotaparte delle portate di piena dei torrenti San Siro e Magistrato.

La presente relazione tecnica è finalizzata alla valutazione della stabilità del versante insistente sul tratto di imbocco dello scolmatore dei torrenti San Siro e Magistrato. In particolare, relativamente al pendio sopra citato, l'ultimo aggiornamento della cartografia del Piano di Bacino Stralcio 15 (ultima modifica, con DGP n° 124 del 22/09/2014, entrata in vigore in data 06/10/2014) segnala la presenza di una deformazione gravitativa profonda di versante (DGPV) il cui piede interessa parte del tracciato della galleria scolmatrice, per una lunghezza di circa 220 m a partire dall'imbocco. Il Piano di Bacino classifica tale DGPV come segue:

- Suscettività al dissesto: "Elevata" (Pg3b),
- Rischio geologico: "Medio" (R2).

In seguito alla mappatura della DGPV, la cui perimetrazione identifica una superficie di circa 15-18 ha, è stata svolta nel 2015 un'indagine geognostica integrativa rispetto a quelle effettuate per la progettazione preliminare (2003) e definitiva (2005).

[*] Vedi lista referenze alla fine del testo.

2 SCOPO E ORGANIZZAZIONE DEL DOCUMENTO

L'obiettivo del presente lavoro consiste nella valutazione della stabilità del versante insistente sul tratto di monte dello scolmatore nei confronti di possibili cinematismi di rottura interessanti le opere a progetto, alla luce dei dati disponibili e della classificazione associata al versante stesso. Alla luce delle criticità emerse dalle analisi di stabilità del versante, il presente documento definisce le opere di stabilizzazione e il piano di monitoraggio necessari a garantire la sicurezza ai sensi della normativa vigente.

Il Capitolo 3 elenca la documentazione di riferimento. Il Capitolo 4 illustra le informazioni disponibili sul versante oggetto di analisi in termini di campagne d'indagine eseguite. Il Capitolo 5 fornisce la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica sulla base dei dati disponibili. Il Capitolo 6 descrive le metodologie di calcolo adottate. Il Capitolo 7 si incentra sulle analisi di stabilità del versante ante opera. Il Capitolo 8 descrive le opere a progetto. I Capitoli 9 e 10 riportano le verifiche di stabilità del versante. Il Capitolo 11 presenta le verifiche delle terre rinforzate. I Capitoli 12 e 13 contengono rispettivamente le verifiche della paratia di micropali e dei tiranti di ancoraggio.

Il Capitolo 14 espone le conclusioni e le raccomandazioni.

3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVA

1) Ministero delle Infrastrutture, 2008, Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30;
2) Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
3) UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
4) UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

3.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

1) Bierrevi Studio Tecnico Associato, 2015a, "Progettazione Definitiva per la Realizzazione di un Canale Scolmatore e Sistemazione Idraulica dei Torrenti San Siro e Magistrato in Comune di Santa Margherita Ligure – Rapporto Indagini Geofisiche", Dicembre 2015.
2) Bierrevi Studio Tecnico Associato, 2015b, "Progettazione Definitiva per la Realizzazione di un Canale Scolmatore e Sistemazione Idraulica dei Torrenti San Siro e Magistrato in Comune di Santa Margherita Ligure – Stratigrafie Sondaggi SG1 e SG2", Dicembre 2015.
3) GeoSARC, 2005, Relazione, "DSU 126 Monitoraggio – Incarico professionale per l'esecuzione di un programma di monitoraggio consistente in una campagna di misure freatimetriche e inclinometriche da eseguire in sondaggi esistenti e predisposti per le misure in Comune di Santa Margherita Ligure (GE)", Gennaio 2005.
4) Geo Logic, 2015, "Esecuzione Rilievo Geostrutturale in Foro con Telecamera Acustica (BHTV)", Novembre 2015.
5) Provveditorato Per le Opere Pubbliche Piemonte Valle D'Aosta Liguria, Comune di Santa Margherita Ligure, 2016, "Relazione Geologica e Delle Indagini Geognostiche Integrative per la Caratterizzazione Geotecnica dei Terreni di Coltre e del Substrato nel Tratto Iniziale", Maggio 2016.
6) Provveditorato Per le Opere Pubbliche Piemonte Valle D'Aosta Liguria, Comune di Santa Margherita Ligure, 2015, "Progettazione Definitiva per la Realizzazione di un Canale Scolmatore e Sistemazione Idraulica dei Torrenti San Siro e Magistrato in Comune di Santa Margherita Ligure (GE)", Aggiornamento del Progetto 2005, Dicembre 2015.

3.3 BIBLIOGRAFIA

1) Bishop A.W., 1955, The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Géotechnique, Volume 5, Issue 1, 01 March 1955 , pages 7 –17.
1) Brückl, E., Parotidis, M, 2005, "Prediction of Slope Instabilities Due to Deep-Seated Gravitational Creep", Natural Hazards and Earth System Sciences, 5, 155-172.
2) Goodman, R. E., 1980, "Introduction to Rock Mechanics", John Wiley & Sons Inc.
3) Mariotto, F.P., Tibaldi, A., 2016, "Inversion kinematics at deep-seated gravity slope deformations revealed by trenching techniques", Natural Hazards and Earth System Sciences, 16, 663-674, Marzo.

4) Morgenstern, N.R., and Price, V.E., 1965, The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, 15(1): 79–93.
5) Morgenstern, N.R., and Price, V.E. 1967, A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces. Computer Journal, 9: 388–393.
6) Faccini, F et al., 2013, "Gravity-Driven Deep-Reaching Deformations and Large-Scale Landslides in Recently Uplifted Mountain Areas: The Case Study of Mt. Cucco and Belpiano (Ligurian Apennine, Italy)", International Conference on Vajont, 141-152, Ottobre.
7) Savege, W.Z. and Varnes, D.J., 1987, "Mechanics of gravitational spreading of steep-sided ridges (sacking)", Bullettin of the International Associacion of Engineering Geology, 35, 31-36.
8) SCDOT., 2010, The South Carolina Department of Transportation (SCDOT) Geotechnical Design Manual.
9) Spencer, E., 1967,A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces, Geotechnique, 17(1), 11–26.
10) U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2001, Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes Design & Construction Guidelines.

3.4 SOFTWARE

1) Slide 5.0, 2D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis, Rocscience;
2) Plaxis 2D, Tutorial Manual, 2D Finite Element, Plaxis BV;

4 ANALISI DEI DATI DISPONIBILI

Il presente capitolo illustra in ordine cronologico le campagne di indagine condotte ai fini della caratterizzazione dei terreni interessati dalla galleria scolmatrice e dalle opere annesse. Delle suddette indagini si riportano principalmente le informazioni ritenute di interesse per le finalità del presente documento. Le campagne di indagine geognostiche effettuate sono rappresentate nella Tavola 1. Si riportano in seguito le informazioni disponibili sulla DGPV.

4.1 CAMPAGNE DI INDAGINE DISPONIBILI

4.1.1 Indagini a Supporto del Progetto Preliminare – 2003

Nel corso della campagna geognostica a supporto del progetto preliminare, svoltasi nel 2003, sono stati eseguiti lungo il tracciato dello scolmatore n.11 sondaggi con prelievo di campioni e successive prove di laboratorio. Fra questi, n.3 sono stati allestiti con inclinometro (S2, S4, S10) e n. 9 con piezometro (S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8, S9, S10). Le informazioni di base sui sondaggi sono elencate in Tabella 4.1.

Il monitoraggio inclinometrico si è svolto tra marzo 2004 (lettura 0) e dicembre 2004 (lettura 3). Nonostante la limitata profondità ed il ristretto arco temporale risulta di interesse l'inclinometro S10, ubicato nei pressi della futura imboccatura della galleria sul T. San Siro ed indicante un quadro di stabilità (GeoSARC, 2005, si veda Figura 4.1).

Il monitoraggio freatimetrico si è svolto tra Dicembre 2003 e Dicembre 2004 ed ha evidenziato livelli massimi e minimi relativi della falda rispettivamente nel periodo tardo invernale (marzo) e tardo estivo (settembre), con oscillazioni da relativamente contenute (ordine dei centimetri fino al metro) a significative (alcuni metri). La massima oscillazione, pari a 5.8 m rispetto alla profondità media annuale, è osservata in corrispondenza del sondaggio S9, ubicato all'interno dell'area mappata come DGPV nei pressi del più recente SG2 (GeoSARC, 2005).

L'indagine ha compreso inoltre prove di permeabilità Lugeon e indagini geofisiche a riflessione, a rifrazione e geoelettriche. Fra queste, uno stendimento sismico a riflessione attraversa il tracciato dello scolmatore all'interno dell'area mappata come DGPV.

Si prende atto che le informazioni stratigrafiche e sulle indagini geofisiche derivanti dalla campagna 2003 non sono state rese disponibili alla consultazione.

Tabella 4.1: Sondaggi 2003 – Informazioni di Base

SONDAGGIO	QUOTA TESTA FORO (m s.l.m.)	PROFONDITA' (m)	GEOMETRIA	ALLESTIMENTO
S1	0.5	50.0	Suborizzontale	-
S2	36.0	30.0	Verticale	Inclin. e Piezom.
S3	30.0	20.0	Verticale	Piezometro
S4	30.0	40.0	Verticale	Inclin. e Piezom.
S5	40.0	40.0	Inclinato 40°	Piezometro

SONDAGGIO	QUOTA TESTA FORO (m s.l.m.)	PROFONDITA' (m)	GEOMETRIA	ALLESTIMENTO
S6	36.0	20.0	Verticale	Piezometro
S7	34.0	45.0	Inclinato 40°	Piezometro
S8	77.0	45.0	Verticale	Piezometro
S9	64.0	60.0	Verticale	Piezometro
S10	40.0	12.0	Verticale	Inclin. e Piezom.
S11	32.0	30.0	Suborizzontale	-

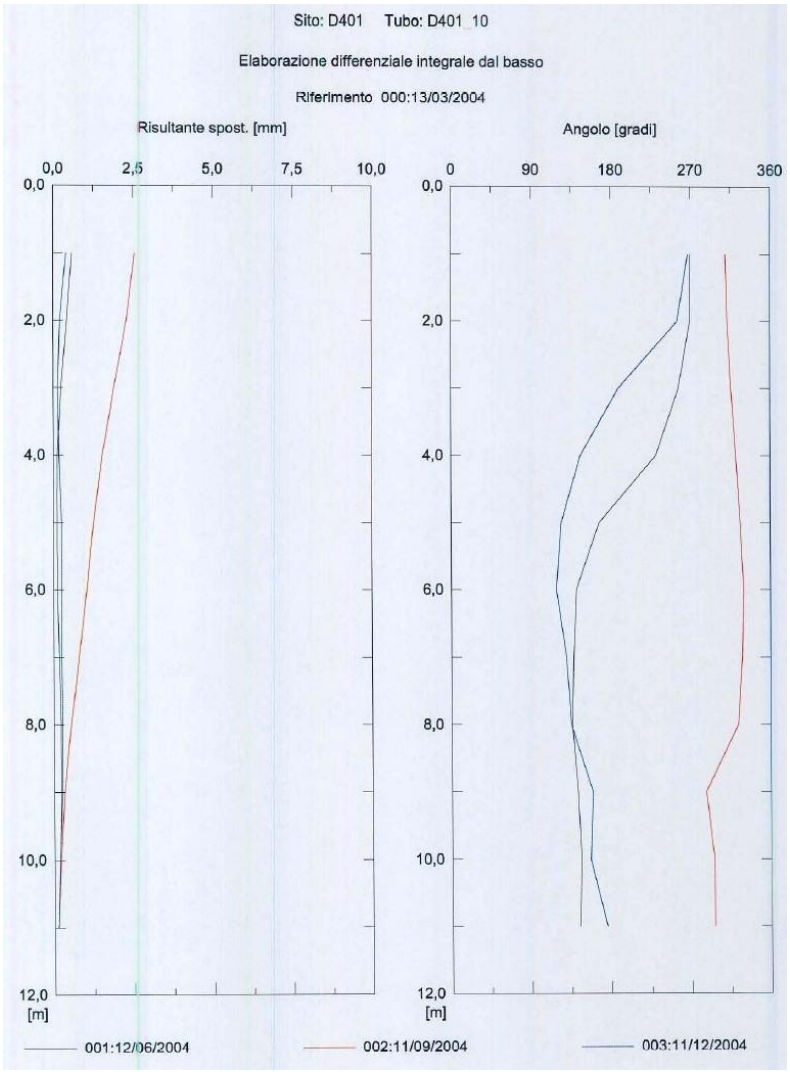


Figura 4.1: Letture Inclinometriche S10

4.1.2 Indagini a Supporto del Progetto Definitivo – 2005

Nel corso della campagna 2005, finalizzata ad un raffittimento dei sondaggi pregressi e in generale ad un approfondimento delle conoscenze geomeccaniche del sito lungo il tracciato della galleria, sono stati eseguiti: 4 sondaggi (SA, SB, SC, SD), una perforazione a distruzione (SCbis), indagini geofisiche, prove in situ e di laboratorio (Provveditorato OO. PP. Piemonte Valle D'Aosta Liguria, 2015). I sondaggi SA ed SB indagano un'area interessata da depositi di frana quiescente nel tratto di valle dello scolmatore, mentre SC ed SCbis sono ubicati in corrispondenza del pozzo del fosso del Magistrato. Fra i sondaggi 2005, elencati in Tabella 4.2, nessuno rientra all'interno della DGPV oggetto di analisi. Tuttavia sono state utilizzate per confronto le informazioni relative al sondaggio SD, posizionato circa 100 m a sud-est da S9 e SG2 (campagne 2003 e 2015 rispettivamente). Esso è stato eseguito mediante carotiere doppio T6 ad eccezione dei primi 2 m, per i quali è stato utilizzato il carotiere semplice.

La stratigrafia incontrata nel sondaggio SD, che attraversa l'area di scavo tra 35 e 41 m di profondità, presenta i caratteri seguenti:

- 0.0-1.0 m: materiali di riporto;
- 1.0-2.0 m: "cappellaccio" di alterazione del substrato roccioso costituito da calcari;
- 2.0-45.0 m: calcari marnosi e marne (calcari del Monte Antola);
- falda incontrata nei primi 10 m;
- elevata variabilità del RQD, tra 20 e 70%, e fitto reticolo di fratture subverticali e suborizzontali con presenza di cementi calcitici di spessore centimetrico nelle fessure; alcune fratture aperte (senza materiale di riempimento).

I test di laboratorio realizzati nella campagna 2005 hanno tutte riguardato campioni di Calcari Marnosi del Monte Antola, sui quali sono state eseguite prove di compressione monoassiale in controllo di deformazione, prove di compressione triassiale, prove di trazione brasiliana e point load tests.

Sono state condotte inoltre le seguenti prove:

- n.1 prova Cross-hole in corrispondenza dei sondaggi SC ed SCbis;
- prove dilatometriche nei sondaggi SA, SB, SC, SD (in quest'ultimo a 41 m di profondità);
- prove di permeabilità Lugeon nei sondaggi SA, SB, SC ed SD (in quest'ultimo alle profondità di 19, 32 e 39 m).

Tabella 4.2: Sondaggi 2005 – Informazioni di Base

SONDAGGIO	QUOTA TESTA FORO (m s.l.m.)	PROFONDITA' (m)	GEOMETRIA	NOTE
SA	36.0	40.0	Verticale	-
SB	22.0	52.7	Inclinato N250/30°	-
SC	34.0	30.0	Verticale	Cross-hole

SONDAGGIO	QUOTA TESTA FORO (m s.l.m.)	PROFONDITA' (m)	GEOMETRIA	NOTE
SCbis	34.0	30.0	Verticale	A distruzione – Cross-hole
SD	67.0	45.0	Verticale	-

4.1.3 Indagine Integrativa 2015

Nel 2015 è stata predisposta dal Comune di Santa Margherita Ligure un'indagine integrativa al fine di approfondire la caratterizzazione dell'area mappata come DGPV. Essa è consistita nell'esecuzione di n.2 sondaggi, prelievo di campioni, prove in situ ed indagini geofisiche. I sondaggi, denominati SG1 e SG2, sono ubicati nel piede della DGPV ed attrezzati con piezometri. Nello specifico, inoltre, il sondaggio SG1 è localizzato a tergo del muro esistente in destra idraulica del Torrente S. Siro.

Le informazioni di base sui sondaggi sono elencate in Tabella 4.3. Le stratigrafie incontrate nei sondaggi sono sintetizzate in Tabella 4.4 e Tabella 4.5, per maggiori dettagli si rimanda all'Appendice A.

Tabella 4.3: Sondaggi 2015 – Informazioni di Base

SONDAGGIO	QUOTA TESTA FORO (m s.l.m.)	PROFONDITA' (m)	GEOMETRIA	ALLESTIMENTO
SG1	29.3	31.0	Verticale	Piezometro
SG2	62.3	50.0	Verticale	Piezometro

Tabella 4.4: Stratigrafia SG1

PROFONDITA' (m)	DESCRIZIONE	NOTE
0.0 – 2.2	Rilevato stradale, terreno sciolto ghiaioso-sabbioso con laterizi.	Carotiere semplice
2.2 – 3.5	Limo sabbioso debolmente argilloso, poco consistente, con frequenti clasti calcarei.	Carotiere semplice
3.5 - 4.4	Substrato calcareo alterato e destrutturato ("cappellaccio di alterazione").	Carotiere semplice
4.4 – 31.0	Calcare Marnoso del Monte Antola. Grado di fratturazione da medio ad elevato. Superfici di strato con spaziatura da centimetrica a pluridecimetrica con inclinazione variabile tra 20-40° (S.S.-J1). Presenti orizzonti a composzione prevalentemente calcareo-marnosa a tessitura brecciata con riempimento	- Carotiere T6 doppio - Falda a 7.0 m

PROFONDITA' (m)	DESCRIZIONE	NOTE
	calcitico, da 5.00 a 10.00 m. Presenti orizzonti a preponderante componente argillosa (marne argillose) di spessore pluridecimetrico al di sotto di 11.30 m fino alla fine del sondaggio ad intervalli variabili da circa 1 a 5.5 m.	

Tabella 4.5: Stratigrafia SG2

PROFONDITA' (m)	DESCRIZIONE	NOTE
0.00 – 0.50	Ghiaia grossolana in scarsa matrice sabbioso-limosa sciolta.	
0.50 – 2.10	Substrato calcareo alterato e destrutturato ("cappellaccio di alterazione").	
2.10 – 50.0	Calcare Marnoso del Monte Antola. Grado di fratturazione da medio ad elevato. Superfici di discontinuità riconducibili alla superficie di strato S.S.-J1. Frequenti orizzonti a preponderante componente argillosa (marne argillose), molto fratturati tra 31.30 e 40.50. Presenti livelli a tessitura brecciata sia nella componente calcareo-marnosa che in quella prevalentemente argillosa.	

Ad integrazione dei sondaggi sono state condotte inoltre n. 2 prove down-hole, n. 5 prove MASW, n. 6 prospezioni sismiche HVSR ed un rilievo geostrutturale in foro mediante telecamera acustica (BHTV). Queste hanno consentito di completare il quadro conoscitivo rivelato dai sondaggi, sia nella determinazione dello spessore di materiale non litoide, sia nelle caratteristiche geomeccaniche del substrato roccioso.

La stratigrafia incontrata evidenzia, in sintesi, la presenza di uno strato superficiale con spessore dell'ordine di 5-7 m, costituiti da terreno limoso-sabbioso, soprastante al "cappellaccio di alterazione" del substrato roccioso (di spessore dell'ordine di 1 m). Il substrato è formato dai calcari marnosi del Monte Antola, che si presentano in gran parte fratturati.

Il grado di fratturazione nei due sondaggi investigati, da medio-elevato ad elevato, è rispecchiato dai valori relativamente bassi di RQD, raramente al di sopra del 50%, ed è confermato dalle indagini geofisiche. In particolare, le prove in foro down-hole hanno rilevato, a profondità anche superiori a 10-15 m da p.c., inversioni di velocità delle onde P ed S associabili alla presenza di discontinuità strutturali di ampiezze metriche. Le prove BHTV hanno inoltre evidenziato tre set di discontinuità (S) e due set di fratture (K) caratterizzati dalle seguenti giaciture:

- S1, N219/29°
- S2, N141/14°;
- S3, N312,30°;
- K1; N189,20°;
- K2, 319/38°.

Infine, la campagna ha fornito un'integrazione delle prove di laboratorio atta ad migliorare la caratterizzazione meccanica dell'ammasso nella zona di imbocco della galleria.

4.2 DEFORMAZIONE GRAVITATIVA PROFONDA DI VERSANTE (DGPV)

4.2.1 Inquadramento generale sulle DGPV

Non è ancora stata esplicata una definizione esaustiva ed universalmente accettata per le Deformazioni Gravitative Profonde di Versante (DGPV). Lo stesso concetto di "profondo" induce a diverse perplessità e non può essere assunto come elemento discriminante e catalogativo. Non sembra d'altra parte ammissibile una definizione aprioristica di profondità limite al di sopra della quale si rimane nel campo delle frane, seppur profonde, in quanto tale parametro deve necessariamente essere relazionaato, tra l'altro, all'altezza ed alla lunghezza dei versanti coinvolti. Una possibile definizione di DGPV è la seguente: fenomeni deformativi a lungo termine (anche dell'ordine di decine di migliaia di anni) che dislocano ammassi rocciosi di volumi considerevoli (anche dell'ordine del km^3) lungo discontinuità preesistenti e/o di neoformazione, con effetti geomorfologici visibili o movimenti rilevabili strumentalmente, nell'ambito della morfodinamica di un sistema di versante-crinale-fondovalle comunque acquisito. Complici le grandi dimensioni del fenomeno, la definizione del comportamento meccanico degli ammassi rocciosi e l'elaborazione di un modello cinematico reale, considerando l'influenza del tempo ed i relativi fenomeni viscosi (*creep rupture*; Goodman, 1980) risultano naturalmente di estrema complessità. Di conseguenza, chiarito il quadro litostrutturale e geomorfologico, risultano in generale difficilmente valutabili gli aspetti geotecnici data l'assenza di dati significativi e modelli affidabili.

Trattasi di fenomeni molto complessi di grandi dimensioni, con superfici di diversi km^2 e spessore, a seconda degli autori, dalla decina di metri a molte centinaia di metri (Savage and Varnes, 1987, Brückl and Parotidis, 2005, Mariotto and Tibaldi, 2016). Tali processi gravitativi si originano ed evolvono mediante deformazioni dell'ammasso roccioso in cui non si delineano superfici di scorrimento continue, nell'ambito di un comportamento meccanico caratterizzato da deformazioni di taglio in lenta evoluzione temporale dell'ordine del mm/anno.

Fra gli elementi geomorfologici caratteristici delle DGPV si evidenziano:

- in alta quota trincee in roccia, sviluppate per decine o centinaia di metri e disposte parallelamente alle curve di livello;
- presso il crinale sdoppiamento delle creste;
- alla base del versante rigonfiamento del pendio con variazione della giacitura degli strati rispetto all'assetto generale;
- intensa fratturazione della roccia con formazione di detrito.

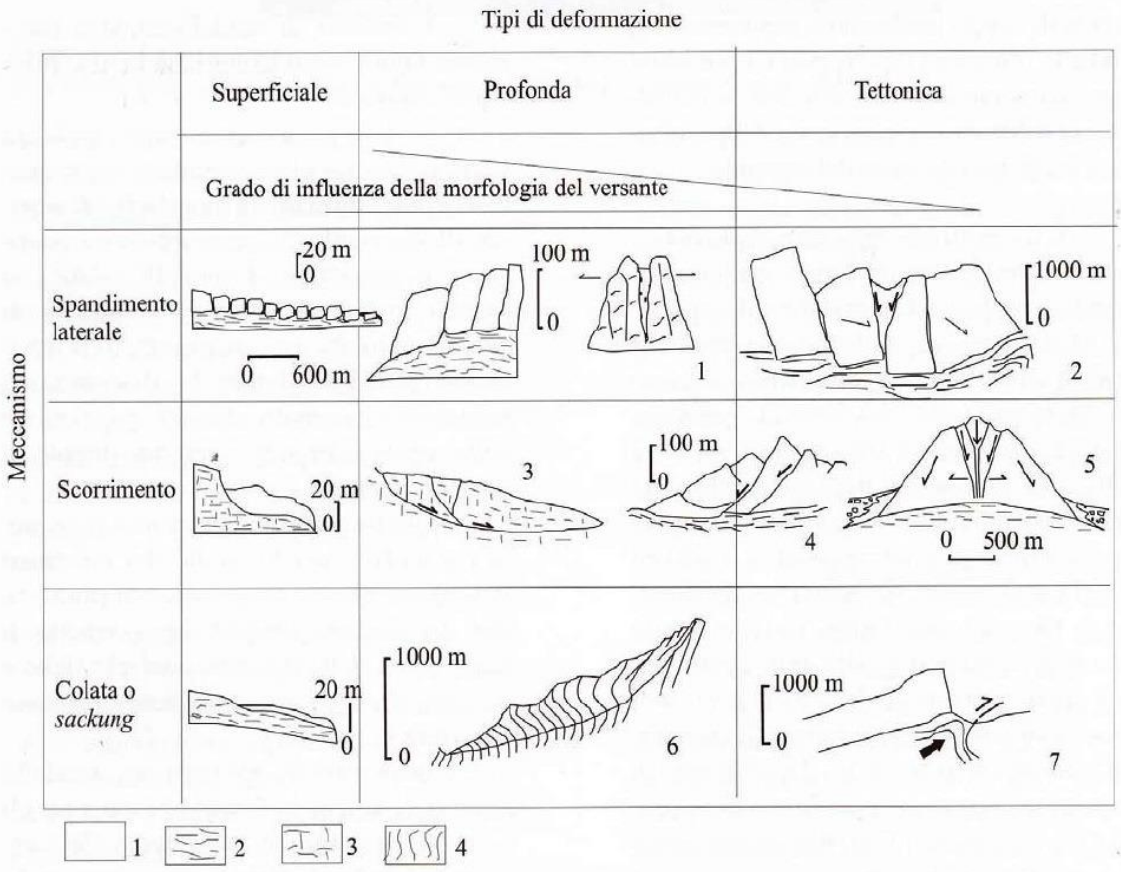


Figura 12 - Tipi di deformazione gravitativa profonda, secondo le dimensioni e i meccanismi (da Sorriso-Valvo, 1984a, modificata). Le scale metriche sono indicative. Simboli: 1) rocce rigide; 2) rocce plastiche; 3) rocce plastiche sedimentarie sovraconsolidate; 4) rocce rigide molto fratturate o scistose. Casi storici: 1, da Jahn, 1964; 2 e 7, da Engelen, 1963; 3, da Crescenti et al., 1983; 4, da Guerricchio & Melidoro, 1979; 5, da Beck, 1968; 6, da Zischinsky, 1969.

Figura 4.2: Tipologie di DGPV

Dal punto di vista dell'evoluzione temporale il processo si sviluppa nelle seguenti macro fasi:

- Stadio iniziale: il fenomeno si manifesta nella parte sommitale del versante con sdoppiamenti non molto pronunciati della linea di cresta, al di sotto della quale talora si possono associare piccole trenches;
- Stadio intermedio: sdoppiamenti multipli delle creste e trenches con nette scarpate in contropendenza disposti in più ordini. Il settore mediano del versante tende ad assumere un profilo marcatamente convesso.
- Settore evoluto: le trenches possono assumere dimensioni notevoli. Nei settori medio-inferiori la massa rocciosa tende a disarticolarsi.

Tra i fattori contribuenti all'innesco del movimento franoso vi sono:

- Acclività dei pendio (18-50°);
- Litologia e caratteristiche meccaniche della roccia;
- Condizioni strutturali della roccia: fratturazione, presenza di piani di scistosità, inclinazione delle giaciture;
- Attività tettonica (campo di stress regionale residuo e sollevamento tettonico attivo);
- Rilascio del versante in seguito a decompressione causata dal ritiro delle grandi lingue glaciali vallive (riduzione del contrasto laterale sui versanti modellati dai ghiacciai).

Date le caratteristiche del fenomeno sopra descritte, dal punto di vista pratico emergono diverse problematiche legate alla mitigazione del rischio. Da una parte risulta sostanzialmente impraticabile il consolidamento di versanti interessati dai volumi in gioco suddetti; dall'altra parte il monitoraggio, anche di qualche anno, risulta normalmente insufficiente a definire il presente stato evolutivo di un processo in atto da millenni. Eventi pluviometrici estremi ed eventi sismici possono accelerare il fenomeno avvicinandolo al collasso o provocandolo.

4.2.2 Dati disponibili sulla DGPV in oggetto

La mappatura della DGPV in oggetto è stata effettuata mediante sovrapposizione di foto aeree (OO.PP. Regione Piemonte Valle D'Aosta Liguria, 2016, "Relazione Geologica e delle Indagini Geognostiche Integrative per la Caratterizzazione Geotecnica dei Terreni di Coltre e del Substrato nel Tratto Iniziale"). Non risultano informazioni in merito ad accertamenti inerenti ad ulteriori evidenze geomorfologiche o fenomeni di dissesto mediante campagna geologica.

In data 22 Aprile 2016 D'Appolonia ha condotto un sopralluogo sulla parte bassa del versante oggetto di analisi, lungo la sponda in destra idraulica del T. San Siro in corrispondenza delle future opere di imbocco, atto ad accertare lo stato dei luoghi con riferimento ad instabilità eventualmente presenti. Si è osservata la presenza di opere antropiche in generale limitative nei confronti dell'erosione del versante, legate principalmente al sistema di briglie in essere ed alle sistemazioni mediante muri a secco tipiche della zona. Non sono state rilevate criticità ascrivibili ad una condizione di instabilità globale del pendio.

Relativamente all'interpretazione geologica sull'area mappata come DGPV si rimanda al Capitolo 5.1.

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOTECNICO E SISMICO

Il presente capitolo fornisce un quadro riassuntivo sulle condizioni geologiche, idrogeologiche, geotecniche e sismiche del sito contestualizzate al versante oggetto di analisi. Si riportano inoltre i parametri geotecnici adottati per le analisi di stabilità del versante.

5.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Il contesto geologico in cui si inserisce il tracciato dello scolmatore si configura, a grande scala, come una monoclinare immergente verso Sud – Sud Ovest con inclinazioni variabili da 25-30° a 65-75°. La zona di imbocco, così come in generale l'intero tracciato, interessa la sola formazione geologica dei Calcari del Monte Antola, costituita da una successione ritmica di calcari marnosi e marne calcaree/marne in strati e bancate di spessore da submetrico a plurimetrico.

La stratigrafia tipica dei terreni nell'area di studio è costituita da un sistema a due strati: la coltre eluvio-colluviale e il basamento calcareo marnoso del flysh di Monte Antola. La transizione è costituita da uno strato di roccia alterata e fratturata fino alla destrutturazione. La coltre eluvio-colluviale è caratterizzata da depositi a granulometria eterometrica, da medio-fine a grossolana, con blocchi di dimensioni anche plurimetriche in abbondante matrice sabbioso-limosa. Essa deriva generalmente dal disfacimento superficiale dei calcari dell'Antola ed oblitera totalmente il substrato con modesti spessori crescenti verso valle (3-10 m).

Il contesto morfologico del comparto territoriale in esame risulta influenzato da preesistenti linee tettoniche e da un complesso sistema fessurativo, i quali rappresentano il principale sistema di circolazione acquifera. Secondo esperienze pregresse limitrofe all'area oggetto di studio nell'ambito della captazione di risorse idriche, l'ammasso calcareo si alterna con strati di argilliti a intervalli dell'ordine del centinaio di metri. La presenza di questi ultimi, più compressibili e duttili rispetto ai primi, spiegherebbe l'elevato grado di fratturazione riscontrato nella campagna geognostica 2015. Analoghi meccanismi di rottura sono stati ipotizzati per una DGPV nell'alta valle Sturla nei pressi di Borzonasca (Faccini et al., 2013). Gli strati di argillite costituiscono il letto impermeabile delle camere di accumulo generate dal processo di fratturazione.

Il livello di falda riscontrato nella campagna 2015 è stato confrontato con i piezometri relativamente vicini del 2003, confermandone l'attendibilità.

Tabella 5.1: Livelli di Falda Misurati

SONDAGGIO	MIN. (m) Anno 2004	MAX (m) Anno 2004	MEDIA Anno 2004	Sondaggi Nov./2015
S10	7.2	7.6	7.4	-
SG1	-	-	-	7.0
S9	15.9	26.1	21.7	-
SG2				18.3

5.2 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Sulla base delle informazioni disponibili dall'aggiornamento del progetto definitivo, nonchè dall'indagine integrativa 2015, la stratigrafia dell'area oggetto di studio è stata suddivisa in tre unità geotecniche che corrispondono, coerentemente con l'inquadramento geologico, alle seguenti: depositi superficiali (Unità I), alterazione del substrato roccioso (Unità II) e Formazione del Monte Antola (Unità III). Relativamente ai Calcari dell'Antola, in particolare, rispetto ai quattro gruppi distinti che caratterizzano le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso, definiti nel progetto definitivo, si considerano i parametri corrispondenti al Gruppo 4. Questi ultimi, di caratteristiche meccaniche inferiori rispetto ai parametri dei Gruppi 1,2 e 3, si riferiscono a condizioni della roccia scadenti.

Si riportano in Tabella 5.2 i rispettivi valori caratteristici dei parametri geotecnici adottati per le verifiche di stabilità del versante. In particolare, è stato utilizzato il valore residuo per i depositi superficiali ed i valori di picco per le unità II e III.

Tabella 5.2: Parametri Geotecnici Caratteristici

UNITA' GEOTECNICA	c' (kPa)	Φ' (°)	γ (kN/m^3)
Unità I - Depositi superficiali	0.0	22	20.0
Unità II - Substrato Alterato ("cappellaccio di alterazione")	0.0	30.0	19.0
Unità III - Substrato Gruppo 4 (Formazione dell'Antola)	70.0	22.0	24.0

5.3 INQUADRAMENTO SISMICO

Sulla base della caratterizzazione sismica condotta per il progetto definitivo ed in virtù dei dati ottenuti nella campagna geognostica 2015, si riportano in Tabella 4.1 i parametri sismici adottati per le analisi di stabilità del versante:

Tabella 5.3: Parametri Sismici

Parametri Sismici	
Categoria del suolo	B
Vita nominale (anni)	100
Coefficiente d'uso, C_U (-)	1.0
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S (-)	1.2
Coefficiente di amplificazione topografica S_T (-)	1.2
Accelerazione sismica su suolo rigido per Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), a_g/g (-)	0.108

Parametri Sismici	
Accelerazione sismica di progetto per Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), a_g/g (-)	0.156

6 METODOLOGIA DI CALCOLO

6.1 DESCRIZIONE E SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO

Le opere oggetto di intervento, entro i limiti definiti nello scopo del documento, sono state progettate in funzione degli stati limite considerati (ultimi o di esercizio), geotecnici e strutturali.

Al fine di verificare il pendio oggetto di stabilizzazione sono state tenute in considerazione le problematiche globali legate al versante ed all'interazione dello stesso con le opere previste, nonchè le problematiche locali dovute al comportamento dei singoli elementi strutturali.

Le verifiche globali del rilevato, in accordo al Capitolo 6.8.2 delle Norme tecniche per le Costruzioni sono costituite principalmente dalle verifiche di stabilità globale dello stesso, eseguite in condizioni statiche e simiche. Tali verifiche sono state condotte con riferimento allo stato attuale (ante opera) e post-opera.

Relativamente alle opere di stabilizzazione, sono state effettuate le verifiche di stabilità delle terre rinforzate e a livello locale sono stati verificati gli elementi di rinforzo. Le verifiche interne degli elementi di rinforzo hanno riguardato la resistenza a trazione del rinforzo e la resistenza allo sfilamento.

Alla luce delle informazioni geologiche, topografiche, idrogeologiche, nonchè sulla base della caratterizzazione esposta nel Capitolo 5 e dell'interazione tra la DGPV e le opere interessate dalla stessa, per lo sviluppo delle analisi sono state prese a riferimento tre sezioni di calcolo rappresentative (si veda Tavola 1):

- Sezione 1-1': insistente sulle opere di imbocco in direzione ortogonale alla galleria e rappresentativa della direttrice principale della DGPV;
- Sezione 5-5': insistente sulle opere di imbocco in direzione longitudinale alla galleria;
- Sezione 3-3': esterna all'area di intervento ma rappresentativa della condizione più gravosa legata alla massima pendenza media complessiva del versante.

6.2 STATI LIMITE ULTIMI DI NATURA GEOTECNICA

Essi racchiudono tutti gli Stati Limite che considerano lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, nello specifico, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con l'opera di sostegno.

In accordo con il paragrafo 6.5.3.1.2 del D.M. 14 gennaio 2008 deve essere analizzato lo Stato Limite di collasso per instabilità globale dell'insieme opera-terreno (GEO).

6.3 STATI LIMITE ULTIMI DI NATURA STRUTTURALE

Essi racchiudono tutti gli Stati Limite che considerano lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, nello specifico, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con l'opera di sostegno.

In accordo con il paragrafo 6.5.3.1.2 del D.M. 14 gennaio 2008 deve essere analizzato lo Stato Limite dovuto al raggiungimento della resistenza strutturale degli elementi strutturali, con riferimento ai pali e ai cordoli delle due paratie.

E' dunque necessario verificare che il materiale costituente la struttura dell'opera strutturale presenti una resistenza superiore alle caratteristiche di sollecitazione indotte dall'azione del terreno, dell'acqua e dei sovraccarichi agenti.

6.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI PARZIALI

Tutte le verifiche sono state condotte in accordo al D.M. 14 Gennaio 2008 (Ministero delle Infrastrutture, 2008); laddove la Vigente Normativa non presenta indicazioni o riferimenti esaustivi, con particolare riferimento alla verifica delle terre rinforzate, si è fatto riferimento ad altre normative e linee guida di comprovata affidabilità (SCDOT., 2010, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2001).

Le verifiche nei confronti degli stati limite, in accordo a quanto specificato dal D.M. 14 gennaio 2008, sono da condursi adottando i diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali scelti in relazione ai due approcci progettuali distinti e alternativi: Approccio di progetto 1 ovvero Approccio di progetto 2.

Nel caso specifico l'approccio progettuale scelto per la verifica di stabilità globale e la verifica delle terre rinforzate è riportato nei Capitoli 6.7 e 6.8 rispettivamente.

La condizione di verifica è la seguente:

- per le verifiche geotecniche:

$$E_d < R_d$$

dove:

  - E_d: Risultante degli effetti delle azioni di calcolo sull'elemento;
  - R_d: Resistenza di calcolo dell'elemento dedotta a partire da un valore caratteristico (R_k) fattorizzato applicando i fattori parziali (γ_R).

- per le verifiche strutturali:

$$E_d < R_d$$

dove:

  - Rd: Resistenza strutturale dell'elemento;
  - Ed: Sollecitazione di calcolo sull'elemento.

A livello generale, al fine di sviluppare correttamente l'approccio progettuale prescelto, sono riportati di seguito i vari coefficienti parziali previsti dalla normativa N.T.C. 2008 da applicare:

- Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni;

Tabella 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 6.1: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (par. 6.2.3.1.1 del D.M. 14/01/2008)

- Coefficienti parziali per le resistenze del terreno;

Tabella 6.2.II – *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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale γ_{qu}=1,6.

Figura 6.2 Coefficienti parziali per i parametri del terreno (par. 6.2.3.1.1 del D.M. 14/01/2008)

- Coefficienti parziali per le resistenze globali;

Tabella 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

Figura 6.3 Coefficienti parziali per le resistenze all'instabilità globale dell'opera di sostegno (par. 6.5.3.1.2 del D.M. 14/01/2008)

- Coefficienti parziali per le resistenze dell'opera di sostegno:

Tabella 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	γ_R = 1,0	γ_R = 1,0	γ_R = 1,4
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1
Resistenza del terreno a valle	γ_R = 1,0	γ_R = 1,0	γ_R = 1,4

Figura 6.4 Coefficienti parziali per le resistenze all'instabilità globale dell'opera di sostegno (par. 6.5.3.1.1 del D.M. 14/01/2008)

Nel caso del rilevato sostenuto mediante terre rinforzate, il D.M. 14/01/2008 non specifica i fattori di resistenza per le verifiche strutturali degli elementi di rinforzo e pertanto le stesse sono state eseguite in accordo ai contenuti del manuale SCDOT (2010).

Il valore del coefficiente parziale γ_R, così come definito dal D.M. 14/01/2008, è quindi determinabile tramite l'inverso del coefficiente di resistenza, φ_s, definito da SCDOT (2010); i valori di riferimento per la determinazione di φ_s sono riportati nella figura seguente; si nota che il valore del coefficiente parziale per la verifica di scorrimento, γ_R, assume valori confrontabili tra quanto suggerito dal D.M. 14/01/2008 (pari a 1.1) e l'inverso del coefficiente di resistenza definito da SCDOT (pari a 1.11).

Le verifiche di sicurezza utilizzeranno il coefficiente 1.11, più conservativo.

Performance Limit		Limit States		
		Strength	Service	Extreme Event
Tensile Resistance of Metallic Reinforcement and Connectors (1)	Strip Reinforcement	0.75	N/A	1.00
	Grid Reinforcement (2)	0.65		0.85
Tensile Resistance of Geosynthetic Reinforcement And Connectors		0.90	N/A	1.20
Pullout Resistance of Tensile Reinforcement		0.90	N/A	1.00
Sliding at Soil Reinforcement Interface		0.80	N/A	1.00

(1) Apply to gross cross-section less sacrificial area. For sections with holes, reduce the gross area and apply to net section less sacrificial area.

(2) Applies to grid reinforcements connected to a rigid facing element (concrete panel or block). For grid reinforcements connected to a flexible facing mat or which are continuous with the facing mat, use the resistance factor for strip reinforcements.

Figura 6.5: Coefficienti di resistenza per le geogriglie (SCDOT, 2010).

La seguente tabella riassume i valori dei coefficienti parziali utilizzati per le verifiche di trazione e di scorrimento delle geogriglie, determinati sulla base di quanto suggerito da SCDOT (2010).

Tabella 6.1: Fattori di resistenza Impiegati (Manuale SCDOT)

Verifica	Coeff. Parziale	γ_R
Trazione statica	$1/\varphi_s$	1.54
Trazione sismica		1.18
Scorrimento statica		1.11
Scorrimento sismica		1.00

Per quanto riguarda le verifiche globali del rilevato in terra rinforzata, si fa riferimento a quanto indicato dalla normativa italiana per le opere in terra (capitolo 6.8 delle Norme Tecniche: opere di materiali sciolti e fronti di scavo). Come detto in precedenza, l'unica verifiche di carattere globale del pendio è quella di stabilità globale.

Le verifiche di tipo sismico sono state considerate nell'ambito della combinazione indicata al paragrafo 2.5.3 del D.M. 14 Gennaio 2008.

6.5 DEFINIZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI CARATTERISTICHE

Il presente paragrafo riporta la definizione delle azioni elementari caratteristiche valutate in accordo con quanto prescritto dal Capitolo 3 del D.M. 14/01/2008.

- Carichi permanenti strutturali:

Peso proprio delle strutture in calcestruzzo armato: γ_{1k} = 25,00 kN/m3

- Carichi permanenti non strutturali:

Peso proprio, caratterizzato da peso dell'unità di volume di 19 kN/m^3 per il materiale di riempimento, e altezze massime dei due livelli di in terra rinforzata assunte pari a 6.9 m e 7.0 m.

- Carichi dovuti alla spinta del terreno:

La determinazione del regime delle pressioni orizzontali indotte dal terreno, è eseguita con riferimento all'assetto stratigrafico di progetto e dalla relativa caratterizzazione geotecnica (Capitolo 5).

- Carichi variabili:

Si considerano i carichi variabili legati alla viabilità di cantiere e successivamente definitiva, pari a 10 kPa.

- Carico idraulico di falda:

La falda è in accordo con quanto indicato nel Capitolo 5.

- Azione sismica:

L'azione sismica è determinata in accordo con le indicazioni contenute nel Capitolo 5.

6.6 DESCRIZIONE DEI CODICI DI CALCOLO

6.6.1 Descrizione del software Slide

La stabilità globale delle opere di sostegno e dei pendii viene valutata attraverso un approccio all'equilibrio limite mediante il metodo dei conci.

Il calcolo viene effettuato con il software Slide 5.0 di Rocscience. Il programma permette la modellazione 2D della sezione geologica del pendio, tenendo in considerazione le variazioni

negli spessori delle unità geotecniche caratterizzanti il volume significativo di terreno. Ad ogni strato vengono assegnate le proprietà del terreno o della roccia; in alternativa possono essere modellati elementi infinitamente resistenti o altrimenti privi di resistenza.

E' possibile inserire nel software elementi di rinforzo, quali pali, micropali, tiranti, geotessili, chiodature, a cui vengono assegnate specifiche proprietà di resistenza.

E' possibile inoltre inserire in modello la linea piezometrica ed eventuali sovraccarichi, puntuali o distribuiti. E' possibile tenere in considerazione anche l'azione sismica, che viene modellata con approccio pseudo statico mediante l'individuazione dei parametri sismici kh e kv.

Le verifiche di stabilità possono essere eseguite considerando superfici circolari e non circolari, assegnando nel secondo caso una particolare superficie di scorrimento.

Nel caso in esame le verifiche sono state eseguite tramite il metodo a conci di Bishop semplificato in campo statico, tramite i metodi di Spencer e Morgenstern & Price in condizioni sismiche.

6.6.2 Descrizione del software Plaxis 2D

Il software agli Elementi Finiti PLAXIS B.V. versione 8.2.4 permette, oltre alla valutazione della stabilità globale del complesso opera-terreno, la valutazione delle sollecitazioni sulle opere strutturali previste dal progetto.

Nel seguito sono riassunte le principali caratteristiche del codice di calcolo.

- **Breve descrizione del programma**

Il programma consente di sviluppare tutta la sezione significativa, compresi sia il P.C. di monte che di valle, impostando la stratigrafia, la morfologia del P.C., la presenza di opere antropiche quali, ad es. fabbricati, fondazioni etc., l'eventuale falda idrica ed altro ancora.

Plaxis è un programma agli elementi finiti specificatamente compilato per le analisi di deformazione e di stabilità, necessarie nei progetti d'ingegneria geotecnica.

Un corretto progetto geotecnico richiede l'utilizzo di modelli costitutivi avanzati per una corretta simulazione del comportamento non lineare o dipendente dal tempo, che rappresenta una caratteristica peculiare del comportamento del terreno anche a bassi livelli tensionali.

È inoltre fondamentale tenere in debita considerazione anche il comportamento chiaramente multifase del terreno.

Tutto ciò, congiuntamente alla geometria del problema di volta in volta analizzato, consente una piena modellazione dell'interazione terreno-struttura e la risoluzione di numerosi aspetti geotecnici, anche complessi, d'importanza fondamentale nel campo dell'ingegneria geotecnica.

- **Input della geometria**

La geometria del modello, sia essa il piano di campagna, gli strati del terreno, la superficie piezometrica, le fasi di costruzione o di scavo, etc., sono inserite mediante un cad interno allo scopo di ottenere un modello geometrico il più fedele possibile alla realtà fisica studiata.

Una volta terminata l'immissione della geometria, il programma permette di definire in maniera interamente automatica e controllata la mesh di calcolo.

- **Generazione della mesh**

La generazione della mesh avviene in maniera automatica; la geometria della mesh è di tipo triangolare, non strutturata, con varie possibilità di aumentarne il grado di finezza (aumentando, quindi, la precisione ma anche i tempi di calcolo) a sei nodi.

Il generatore di mesh utilizzato è un'evoluzione della procedura Triangolare sviluppata da Sepra[1].

- **Elementi terreno**

Gli elementi individuati all'interno della geometria della mesh possono essere distinti in due classi: normali o avanzati.

Questi ultimi sono specificatamente progettati per la ricerca di una più fine distribuzione delle tensioni, all'interno del terreno, nonché per una più precisa analisi di previsione dei carichi di collasso (in alcuni specifici problemi).

In ausilio all'elemento triangolare standard a 6 nodi, con precisione quadratica, è quindi affiancato l'elemento triangolare avanzato a 15 nodi con precisione cubica, particolarmente indicato per i problemi assialsimmetrici.

- **Elemento beam**

Allo scopo di simulare le strutture di sostegno del terreno, gli archi delle gallerie ed altre categorie di strutture soggette a flessione, è stato sviluppato l'elemento "beam" definito dalle seguenti caratteristiche:

1. rigidezza flessionale;
2. rigidezza assiale;
3. momento plastico.

Questi elementi sono spesso accoppiati all'elemento "interfaccia" per una miglior simulazione dell'interazione struttura-terreno.

- **Elemento interfaccia**

Questo elemento permette di simulare il contatto fra struttura e terreno (fondazioni, pali, paratie, tiranti, etc.) oppure per simulare le discontinuità presenti all'interno di un ammasso roccioso.

Possono essere definite le stesse caratteristiche di resistenza del terreno, oppure, in alternativa, è possibile definirne di specifiche.

- **Legami costitutivi impiegati**

Le analisi descritte di seguito sono state eseguite considerando un modello costitutivo del terreno del tipo hardening soil.

È stato impiegato invece il modello costitutivo di Mohr Coulomb per le analisi in condizioni di collasso, in quanto è l'unico modello costitutivo compatibile con l'approccio "phi-c reduction" per il calcolo del fattore di sicurezza.

- **Costruzione a steps**

[1] Ingenieusbureau Sepra, Park Nabij 3, 2267 AX Leidschendam (NL)

Con Plaxis è possibile, in fase di calcolo, simulare tutte le fasi di costruzione della struttura in progetto, attivando l'opzione "Staged Construcion"; in questa maniera, disattivando ed attivando volta per volta elementi di terreno o di strutture in esso definite, è possibile cogliere anche le fasi di lavoro per ottenere l'opera finita.

- **Calcolo del fattore di sicurezza**

Il calcolo del fattore di sicurezza del progetto è un elemento d'importanza fondamentale; il fattore di sicurezza è definito come il rapporto fra il carico di collasso ed il carico di lavoro (nel caso delle fondazioni) oppure come il rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e le tensioni tangenziali mobilitate.

Il calcolo del fattore di sicurezza è eseguito in automatico, mediante la definizione di uno step addizionale, diminuendo iterativamente il valore dell'angolo di taglio e della coesione, fino ad arrivare alla prima configurazione di collasso ("phi-c reduction").

In estrema sintesi, la ricerca del Grado di Sicurezza dell'opera nel suo complesso è condotta mediante una procedura iterativa, denominata c-phi reduction, la quale riduce passo passo i valori delle resistenze del terreno (coesione ed angolo di taglio) arrestandosi nell'istante di nascita di una situazione di collasso (o per raggiungimento del criterio di rottura negli elementi terreno o per raggiungimento delle condizioni di rottura in qualche elemento strutturale – pali, tiranti etc. –).

Ovviamente il punto di partenza dell'analisi iterativa coincide con la fase della quale si vuole indagare il coefficiente di sicurezza.

- **Risultati**

Plaxis permette di presentare i risultati dell'analisi in varie forme:

- mediante rappresentazioni delle tensioni nel modello;
- mediante rappresentazioni delle deformazioni del modello;
- mediante tabulati;
- mediante percorsi tensionali.

6.7 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEL VERSANTE

La metodologia adottata è basata su due step concettuali, di seguito dettagliati, finalizzati ad esaminare le condizioni di stabilità del pendio sia in termini di back analysis, sia nei confronti dei parametri geotecnici adottati in fase di progettazione definitiva:

- **Modello 1**: si valuta il fattore di sicurezza del pendio, con riferimento ai parametri caratteristici;
- **Modello 2**: back analysis, ovvero ricerca dei parametri geotecnici tali che si verifica la condizione di equilibrio limite; tale analisi è stata condotta ipotizzando cautelativamente che la superficie di scivolamento possa coinvolgere il "cappellaccio di alterazione" del substrato roccioso. Tale scenario non tiene conto del tratto di valle, più acclive rispetto all'andamento generale del pendio e dunque non rappresentativo delle condizioni globali del versante;
- **Modello 3**: modellazione del versante con l'inserimento delle opere previste a progetto.

Le verifiche di stabilità dei pendii naturali sono eseguite secondo l'Approccio 1 (DA2) in accordo ai contenuti delle N.T.C. 2008, con particolare riferimento al capitolo 6.8 e al capitolo 7.11.4.

In accordo alla normativa, il livello di sicurezza è espresso per i pendii naturali come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento, effettiva o potenziale.

La stabilità globale delle opere di sostegno e dei pendii viene valutata attraverso un approccio all'equilibrio limite mediante il metodo dei conci.

Il calcolo viene effettuato con il software Slide 5.0 di Rocscience. Il programma permette la modellazione 2D della sezione geologica del pendio, tenendo in considerazione le variazioni negli spessori delle unità geotecniche caratterizzanti il volume significativo di terreno. Ad ogni strato vengono assegnate le proprietà del terreno o della roccia; in alternativa possono essere modellati elementi infinitamente resistenti o altrimenti privi di resistenza.

E' possibile inserire nel software elementi di rinforzo, quali pali, micropali, tiranti, chiodature, a cui vengono assegnate specifiche proprietà di resistenza.

E' possibile, inoltre, inserire nel modello la linea piezometrica ed eventuali sovraccarichi, puntuali o distribuiti. E' altresì possibile tenere in considerazione l'azione sismica, che viene modellata con approccio pseudo statico mediante l'individuazione dei parametri sismici k_H e k_V.

Le verifiche di stabilità possono essere eseguite considerando superfici circolari e non circolari, assegnando nel secondo caso una particolare superficie di scorrimento.

Nel caso in esame le verifiche sono state eseguite tramite il metodo a conci di Bishop semplificato (1955) e Janbu modificato in caso statico e i metodi di Spencer (1967) e Morgenstern & Price (1965, 1967) in condizioni sismiche.

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche viene eseguita mediante metodo pseudostatico, ovvero l'applicazione di un'azione statica equivalente orizzontale, F_H e verticale, F_V, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile:

$$F_H = k_h W \qquad (5.1)$$

$$F_V = k_V W \qquad (5.2)$$

essendo:

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

$$k_v = \pm k_h/2$$

dove:

β_s: coefficiente di riduzione definito in Tabella 6.2 (Tabella 7.11.I – N.T.C. 2008).

Tabella 6.2: Coefficiente di riduzione βs

	Categoria di sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Per lo sviluppo delle analisi sono state prese a riferimento le sezioni descritte nel Par. 7.1.

6.8 METODOLOGIA DI VERIFICA DELLE TERRE RINFORZATE

Le opere in terra rinforzata dovranno presentare tutte le caratteristiche di stabilità richieste dalla Vigente Normativa, con riferimento alle opere di sostegno. Queste verifiche (scorrimento, ribaltamento, capacità portante e stabilità globale), di tipo GEO, sono note con il nome di "verifiche di stabilità esterna" in quanto analizzano il comportamento dell'opera nel suo complesso, considerando l'insieme costituito dagli elementi di rinforzo e dal terreno rinforzato come un unico elemento. Le verifiche di stabilità esterna sono effettuate in accordo all'Approccio 2 del D.M. 14/01/2008.

Esistono, poi, altre verifiche, note con il nome di "verifiche di stabilità interna", necessarie per analizzare il comportamento dell'opera a livello di ogni singolo strato definito dalla sequenza elemento di rinforzo-terreno. Tali verifiche sono importanti in quanto il meccanismo di resistenza locale dell'opera in terra rinforzata (od armata) è regolato dalla reazione che l'elemento di rinforzo stesso oppone localmente alla spinta del terreno calcolata al livello del rinforzo analizzato. Si definiscono, quindi, due ulteriori verifiche (dette, appunto, di "stabilità interna"): una, di tipo GEO, relativa al meccanismo di scorrimento che si può mobilitare fra elemento di rinforzo e blocco soprastante, l'altra, di tipo STR, di resistenza alla trazione dell'elemento di rinforzo stesso.

La verifica geometrica della lunghezza minima di geogriglia e la verifica di sfilamento sono condotte con riferimento allo stato limite GEO con parametri geotecnici ridotti (Combinazione A2M2). La verifica di resistenza a trazione, essendo una verifica prettamente strutturale, è stata eseguita con riferimento allo stato limite STR con parametri geotecnici caratteristici non ridotti (Combinazione A1M1). Le verifiche degli elementi di rinforzo del rilevato sono eseguite in accordo con i contenuti del manuale "The South Carolina Department of Transportation Geotechnical Design Manual" (SCDOT, 2010), oltre alle indicazioni del D.M. 14/01/2008.

6.8.1 Verifiche Esterne – Verifica di Stabilità al Ribaltamento

La verifica a ribaltamento è stata effettuata tramite la relazione:

$$M_{stab}/M_{rib} > \gamma_R$$

Dove:

- M_{stab} rappresenta il momento stabilizzante;
- M_{rrib} rappresenta il momento ribaltante.
- γ_R rappresenta il coefficiente parziale, posto pari a 1.1 (EQU).

La stessa può essere riscritta nel seguente modo, utile per esplicitare un "Fattore di Sicurezza":

$$FS = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq \gamma_R$$

Occorre, infine, eseguire un controllo sull'eccentricità, e, sulla base della seguente relazione:

$$e = \frac{\sum M}{\sum N} \leq 0.25 \cdot L$$

Dove:

- ΣM rappresenta la sommatoria dei momenti (ribaltanti e stabilizzanti);
- ΣN rappresenta la sommatoria delle azioni verticali;

L rappresenta la lunghezza di base dell'elemento.

6.8.2 Verifiche Esterne – Verifica di Stabilità allo Scorrimento

La verifica a scorrimento è effettuata tramite la relazione:

$$(Q+S)\cos(\varphi) \leq \frac{(W+(Q+S)sen(\varphi))\tan(\varphi)}{\gamma_R}$$

Dove:

- W rappresenta il peso del blocco equivalente;
- γ_R rappresenta coefficiente di parziale da applicarsi alle resistenze globali, posto pari a 1.1 (GEO).

La stessa può essere riscritta nel seguente modo, utile per esplicitare un "Fattore di Sicurezza":

$$FS = \frac{(W+(Q+S)sen(\varphi))\tan(\varphi)}{(Q+S)\cos(\varphi)} \geq \gamma_R$$

6.8.3 Verifiche Esterne – Verifica di Capacità Portante

La verifica di capacità portante si effettua applicando la formula generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{LIM} = ½\ \gamma'\ B\ N_\gamma\ i_\gamma + c'\ N_c\ i_c + q'\ N_q\ i_q$$

Dove:

- N_γ, N_c, N_q rappresentano i fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ';
- $i\gamma$, ic, iq rappresentano i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico.

E dove:

- $N_q = tg^2(45 + \varphi'/2)*\exp(\pi*tg(\varphi'))$
- $N_c = (N_q - 1)/tg(\varphi')$

A favore della sicurezza non si considera il contributo offerto dall'eventuale coesione ed anche il contributo dovuto al sovraccarico q' derivato dall'affondamento della fondazione.

La verifica di capacità portante è la seguente:

$$q_{LIM} > \gamma_R \cdot q_{app}$$

Dove:

- q_{lim} rappresenta il carico limite per la fondazione;
- q_{app} rappresenta la pressione esercitata dall'opera sul terreno di assise;
- γ_R rappresenta il coefficiente parziale, posto pari a 1.4 (EQU).

La stessa può essere riscritta nel seguente modo, utile per esplicitare un "Fattore di Sicurezza":

$$FS = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} \geq \gamma_R$$

6.8.4 Verifiche Interne – Verifiche degli elementi di rinforzo del rilevato

Si descrivono di seguito le metodologie di verifica degli elementi di rinforzo del rilevato, in accordo con i contenuti del manuale "The South Carolina Department of Transportation Geotechnical Design Manual" (SCDOT, 2010) e delle indicazioni del D.M. 14/01/2008.

Si valuta la lunghezza minima dell'elemento di rinforzo in testa alla base per via grafica, in accordo con i contenuti dell'Appendice D del manuale SCDOT 2010, tramite l'utilizzo della seguente figura.

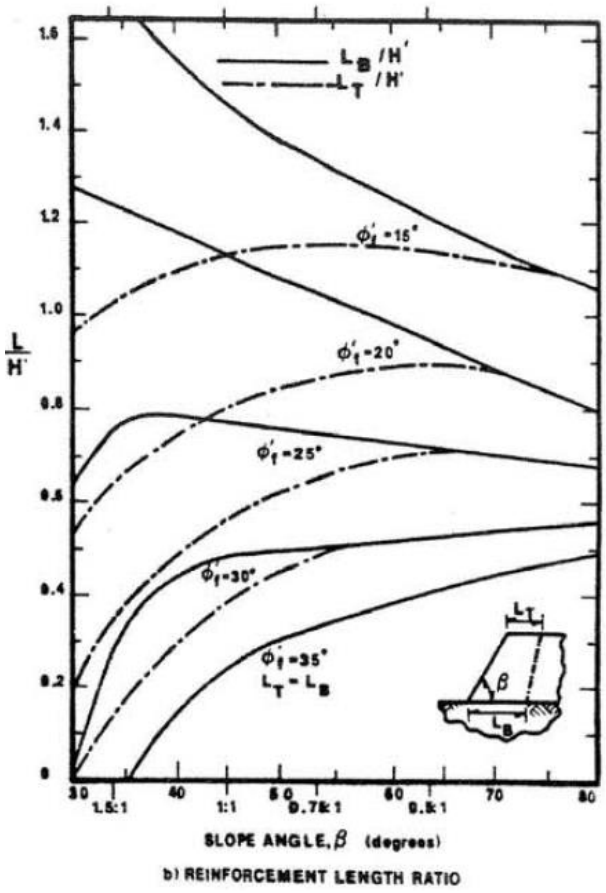


Figura 6.6: Determinazione della Lunghezza dei Rinforzi in Testa e al Piede

Essa consente di determinare la lunghezza minima degli elementi di rinforzo in testa e alla base dell'opera di rinforzo, necessaria dal punto di vista geometrico, in funzione dell'angolo di inclinazione dell'opera, θ, dell'angolo di taglio φ del terreno costituente l'opera. Nel caso in esame, a tergo delle terre rinforzate, è presente un materiale alleggerito e non spingente, con l'eccezione degli ultimi 2 metri di capping.

La determinazione del confine interno del blocco è funzione della lunghezza degli elementi di rinforzo impiegati, in accordo con le indicazioni contenute nella seguente figura.

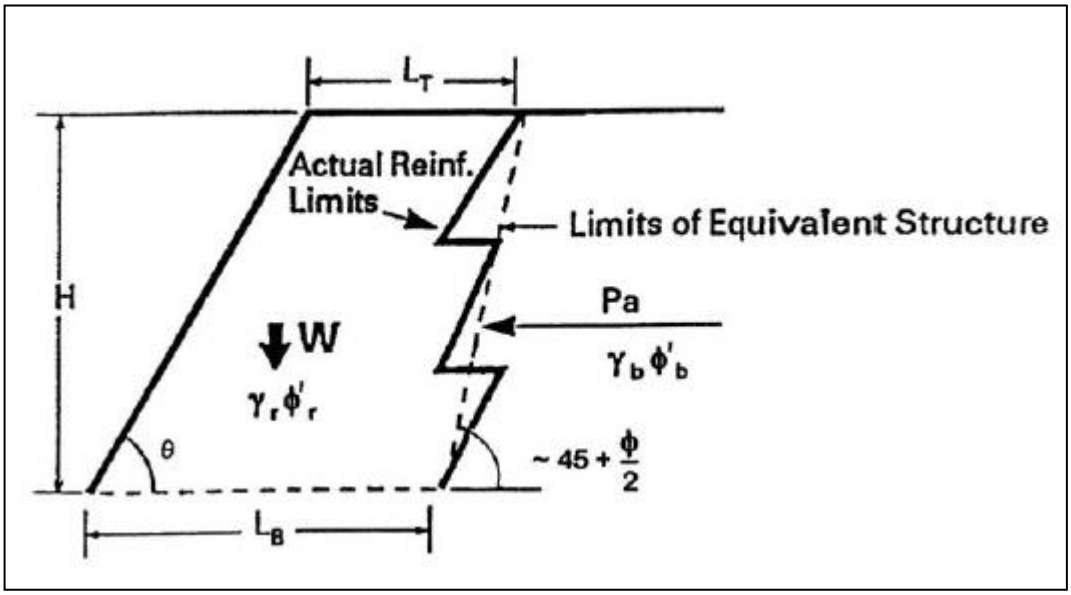


Figura 6.7: Determinazione del blocco di terreno rinforzato equivalente

Le verifiche interne degli elementi di rinforzo comprendono la verifica di sfilamento dell'elemento di rinforzo e la verifica di resistenza a trazione della geogriglia.

L'azione massima di progetto da impiegare per le verifiche, T_{max}, è determinata attraverso l'impiego della seguente relazione:

$$T_{MAX} = 0.5 K \gamma_t (H')^2$$

Dove:

- H' rappresenta l'altezza di spinta modificata, al fine di considerare anche la presenza del sovraccarico q, agente sul piano di campagna di monte;
- $H' = H + q/\gamma_t$;
- H rappresenta l'altezza dell'opera in terra rinforzata;
- γ_t rappresenta il peso di volume del terreno;
- K rappresenta il coefficiente di spinta.

Il valore del coefficiente di spinta, K, è determinato in condizioni statiche a partire dalla Figura 6.8 seguente, in funzione dell'inclinazione del pendio, β, e dell'angolo di attrito, φ, del terreno costituente l'opera in terra rinforzata, in accordo con l'Appendice D del manuale SCDOT (2010).

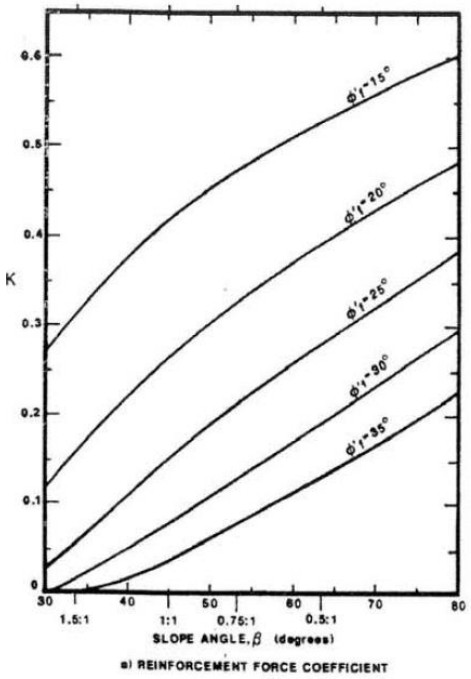


Figura 6.8: Determinazione del Coefficiente di Spinta K

In condizioni sismiche il coefficiente di spinta è stato determinato mediante la metodologia di Mononobe – Okabe, valido per condizioni di spinta attiva:

$$k_{AE} = \frac{cos^2(\psi + \varphi - \theta)}{cos^2\theta \; sen^2\psi \,\text{sen}(\psi - \delta - \theta)\,(1 + \sqrt{\frac{sen(\delta + \varphi)sen(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta)\cos(\beta + \psi)}})^2}$$

Essendo:

- φ: l'angolo di resistenza al taglio;
- β: l'inclinazione del pendio soprastante;
- ψ: inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale (115° nel caso in esame);
- δ: è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;
- θ: angolo definito in funzione delle forze d'inerzia in direzione orizzontale e verticale e del peso γ.

Successivamente si determina il numero minimo di geogriglie necessarie, tramite la relazione:

$$\mathrm{N_{MIN}} = \frac{T_{MAX}}{LTDS}$$

Dove:

- T_{MAX} rappresenta l'azione massima di progetto, precedentemente definita;

- LTDS rappresenta la resistenza a trazione dell'elemento di rinforzo, definita nel seguito.

La determinazione dell'azione sul singolo elemento di rinforzo è eseguita con riferimento alla spaziatura verticale, S_v, tra due elementi di rinforzo consecutivi, ed è determinabile attraverso il semplice rapporto tra l'altezza del rilevato e il numero di geogriglie inserito, che deve essere pari o superiore al minimo numero di geogriglie precedentemente determinato.

La massima trazione agente sul singolo elemento di rinforzo è definita dal rapporto:

$$T_{MAXgeo} = T_{MAX} S_v / H$$

Dove:

- S_V rappresenta la spaziatura verticale tra due elementi di rinforzo, precedentemente definita;
- H rappresenta l'altezza del rilevato.

La procedura di calcolo della resistenza a trazione dell'elemento di rinforzo dipende dalla tipologia di elemento di rinforzo prescelto.

Per rinforzi estendibili quali, ad esempio, geogriglie, geotessili, etc., è possibile determinare il valore di resistenza a trazione riducendo il valore della resistenza ultima del materiale (ottenuto dalle schede tecniche fornite del produttore) tramite un fattore riduttivo, RF, definito come la produttoria di fattori riduttivi parziali. Tali fattori vengono identificati per ogni materiale dal produttore; in linea generale i fattori riduttivi generalmente previsti sono i seguenti:

- RF_{ID} è il fattore riduttivo parziale riferito al danneggiamento dei rinforzi durante la loro installazione;
- RF_{CR} è il fattore riduttivo parziale riferito ad effetti di creep (lungo termine);
- RF_D è il fattore riduttivo parziale riferito ad azioni di degrado chimico e biologico.

La scelta dei fattori parziali dipende dalla tipologia di rinforzo utilizzata e pertanto l'assegnazione di tali coefficienti deve essere operata con riferimento alle schede tecniche degli elementi di rinforzo forniti dal produttore, che riporta all'interno delle schede tecniche i criteri per l'assegnazione dei fattori riduttivi e fornisce eventualmente ulteriori fattori riduttivi da applicare.

In linea generale, comunque, la Letteratura identifica alcuni valori di riferimento.

Il fattore RF_{ID} può essere determinato in accordo con le indicazioni del testo Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes Design & Construction Guidelines (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2001); i valori di riferimento sono riportati nella seguente figura.

Reduction Factor, RF_{ID}			
No.	Geosynthetic	Type 1 Backfill Max. Size 102mm D_{50} about 30mm	Type 2 Backfill Max. Size 20mm D_{50} about 0.7mm
1	HDPE uniaxial geogrid	1.20 - 1.45	1.10 - 1.20
2	PP biaxial geogrid	1.20 - 1.45	1.10 - 1.20
3	PVC coated PET geogrid	1.30 - 1.85	1.10 - 1.30
4	Acrylic coated PET geogrid	1.30 - 2.05	1.20 - 1.40
5	Woven geotextiles (PP&PET)(1)	1.40 - 2.20	1.10 - 1.40
6	Non woven geotextiles (PP&PET)(1)	1.40 - 2.50	1.10 - 1.40
7	Slit film woven PP geotextile (1)	1.60 - 3.00	1.10 - 2.00

(1) Minimum weight 270 g/m^2 (7.9 oz/yd^2)

Figura 6.9: Valori del Coefficiente di riduzione RF_{ID}

Il fattore RF_{CR} può essere determinato in accordo con le indicazioni del manuale SCDOT (2010); i valori di riferimento sono riportati nella seguente Figura 6.10.

Polymer Type	RF_{CR}
Polyester	1.6 to 2.5
Polypropylene	4.0 to 5.0
Polyethylene	2.6 to 5.0

Figura 6.10: Valori del Coefficiente di riduzione RF_{CR}

Il fattore RF_D può essere determinato in accordo con le indicazioni del testo Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes Design & Construction Guidelines (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2001); i valori di riferimento sono riportati nella seguente Figura 6.11.

No.	Product*	Reduction factor, RF_D	
		5≤pH≤8	3≤pH≤5 8≤pH≤9
1	Geotextiles M_n<20,000, 40 <CEG<50	1.6	2.0
2	Coated geogrids, Geotextiles M_n>25,000, CEG<30	1.15	1.3

M_n = number average molecular weight CEG = carboxyl end group

* Use of materials outside the indicated pH or molecular property range requires specific product testing.

Figura 6.11: Valori del Coefficiente di riduzione RF_D

Ulteriori fattori riduttivi parziali, assegnati da alcuni produttori, sono:

- il coefficiente riduttivo di connessione, Rf_{corr}, riferito all'efficienza della connessione fra due elementi di rinforzo appartenenti allo stesso strato;
- il fattore statistico, $Rf_{statistico}$, riferito all'estrapolazione statistica dei dati disponibili (ed utilizzato, ad esempio, nella normativa inglese BS8006).

La resistenza a trazione di progetto quindi definita dalla relazione seguente:

$$LTDS = T_{ULT}/(RF_{ID}\ RF_{CR}\ RF_{D} RF_{conn} RF_{statistico})$$

Con il significato dei termini precedentemente definito. Il produttore indicherà generalmente nelle schede tecniche dei prodotti i valori dei coefficienti da assegnare.

6.8.5 Verifiche Interne – Verifica Strutturale dell'elemento di Rinforzo

La verifica strutturale dell'elemento di rinforzo è una verifica di resistenza a trazione, in accordo con l'Appendice D del manuale SCDOT, ottenuta dalla seguente relazione:

$$T_{MAXgeo} \le \varphi_s R_C LTDS$$

dove:

- R_C rappresenta il rapporto di copertura del rinforzo, pari al rapporto tra la larghezza del rinforzo e l'interasse orizzontale tra i rinforzi;
- φ_s rappresenta il coefficiente di resistenza per rottura a trazione, definito nella figura seguente, tratta dal Cap. 9 del manuale SCDOT.

Poiché la Vigente Normativa non dà indicazioni relative al coefficiente parziale, γ_R, da applicarsi nella verifica strutturale di un elemento di rinforzo del terreno, si ritiene lecito assumere che tale coefficiente parziale sia pari al rapporto $1/\varphi_s$.

La verifica di sicurezza, quindi, diviene:

$$E_d = T_{MAXgeo} \le R_d = \varphi_s R_C LTDS = \frac{R_C LTDS}{\gamma_R}$$

Nel caso di verifica strutturale a trazione il valore di φ_s è pari a 0.65 in condizioni statiche e consente di ottenere un valore del coefficiente parziale $\gamma_R = 1/\varphi_s$ pari a 1.54 utilizzato come valore di riferimento. In condizioni sismiche SLV φ_s è pari a 0.85 e pertanto $\gamma_R = 1.18$.

Performance Limit		Limit States		
		Strength	Service	Extreme Event
Tensile Resistance of Metallic Reinforcement and Connectors (1)	Strip Reinforcement	0.75	N/A	1.00
	Grid Reinforcement (2)	0.65		0.85
Tensile Resistance of Geosynthetic Reinforcement And Connectors		0.90	N/A	1.20
Pullout Resistance of Tensile Reinforcement		0.90	N/A	1.00
Sliding at Soil Reinforcement Interface		0.80	N/A	1.00

(1) Apply to gross cross-section less sacrificial area. For sections with holes, reduce the gross area and apply to net section less sacrificial area.

(2) Applies to grid reinforcements connected to a rigid facing element (concrete panel or block). For grid reinforcements connected to a flexible facing mat or which are continuous with the facing mat, use the resistance factor for strip reinforcements.

Figura 6.12: Valori del Coefficiente di resistenza φ_s

La verifica di sicurezza alla rottura per trazione, in termini di fattore di sicurezza, può anche essere scritta in questa forma:

$$FS = R_c LTDS/T_{MAXgeo} \geq \gamma_R$$

La verifica allo sfilamento dell'elemento di rinforzo è eseguita verificando che la lunghezza effettiva, L_E, sia sempre superiore alla lunghezza minima necessaria per garantire la stabilità allo scorrimento.

La relazione di verifica è data da:

$$L_E \geq \frac{T_{MAX\ geo}}{\varphi_s F^* \alpha \sigma'_v 2CR_c}$$

Dove:

- φ_s rappresenta il coefficiente di resistenza già definito in precedenza, posto pari a 0.9;
- F^* rappresenta il fattore di attrito per sfilamento, posto pari a $0.67 \cdot \tan\varphi_t$;
- φ_t rappresenta l'angolo di taglio del terreno costituente l'opera in terra rinforzata;
- α rappresenta un fattore correttivo dovuto all'effetto di scala;
- σ'_v rappresenta la pressione litostatica efficace verticale, agente al livello dell'elemento di rinforzo considerato;
- C rappresenta un fattore geometrico della superficie del rinforzo (pari a 2 per rinforzi a griglia, striscia e foglio);
- R_C rappresenta il rapporto di copertura del rinforzo.

Poiché la Vigente Normativa non dà indicazioni relative al coefficiente parziale, γ_R, da applicarsi nella verifica strutturale di un elemento di rinforzo del terreno, si ritiene lecito assumere che tale coefficiente parziale sia pari al rapporto $1/\varphi_s$.

La verifica di sicurezza, quindi, diviene:

$$E_d = T_{MAXgeo} \leq R_d = \varphi_s F^* \alpha \sigma'_v 2CR_C = \frac{F^* \alpha \sigma'_v 2CR_C}{\gamma_R}$$

Nel caso di verifica a sfilamento il valore di φ_s è pari a 0.9 in condizioni statiche e consente di ottenere un valore del coefficiente parziale $\gamma_R = 1/\varphi_s$ pari a 1.11 utilizzato come valore di riferimento. In condizioni sismiche di φ_s è pari a 1.0 e pertanto $\gamma_R = 1.0$.

7 ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE ANTE OPERA

Il presente capitolo espone l'approccio adottato, la metodologia di calcolo ed i risultati delle analisi di stabilità del versante. Questi ultimi sono riportati, mediante figure, in termini di superfici di scivolamento caratterizzate da fattore di sicurezza inferiore ad uno. Il modello stratigrafico e geotecnico è basato sulle sezioni geologiche (Provveditorato Per le Opere Pubbliche Piemonte Valle D'Aosta Liguria, Comune di Santa Margherita Ligure, 2016), la cui ubicazione è raffigurata nella Tavola 1, e su quanto descritto nel Capitolo 5.

7.1 SEZIONI E SCENARI ANALIZZATI

Con riferimento alle sezioni di analisi e verifica riportate nel Capitolo 6.1 ed ai Modelli illustrati nel Capitolo 6.7, sono stati sviluppati i seguenti scenari:

- A) Condizioni statiche, falda ipotizzata sulla base delle informazioni disponibili;
- B) Condizioni statiche, falda rialzata rispetto a scenario A. In virtù delle informazioni freatimetriche disponibili, nonchè dell'elevato grado di fratturazione, si ipotizza quale altezza massima di falda quella in corrispondenza del limite tra cappellaccio di alterazione e strato superficiale;
- C) Condizioni sismiche.

Relativamente al Modello 2 è stato analizzato unicamente lo scenario corrispondente a condizioni statiche e falda coerente con le misure freatimetriche disponibili (scenario A). Si specifica inoltre che tale modello non è stato sviluppato per la sezione 5-5', essendo questa non rappresentativa della direttrice principale del versante.

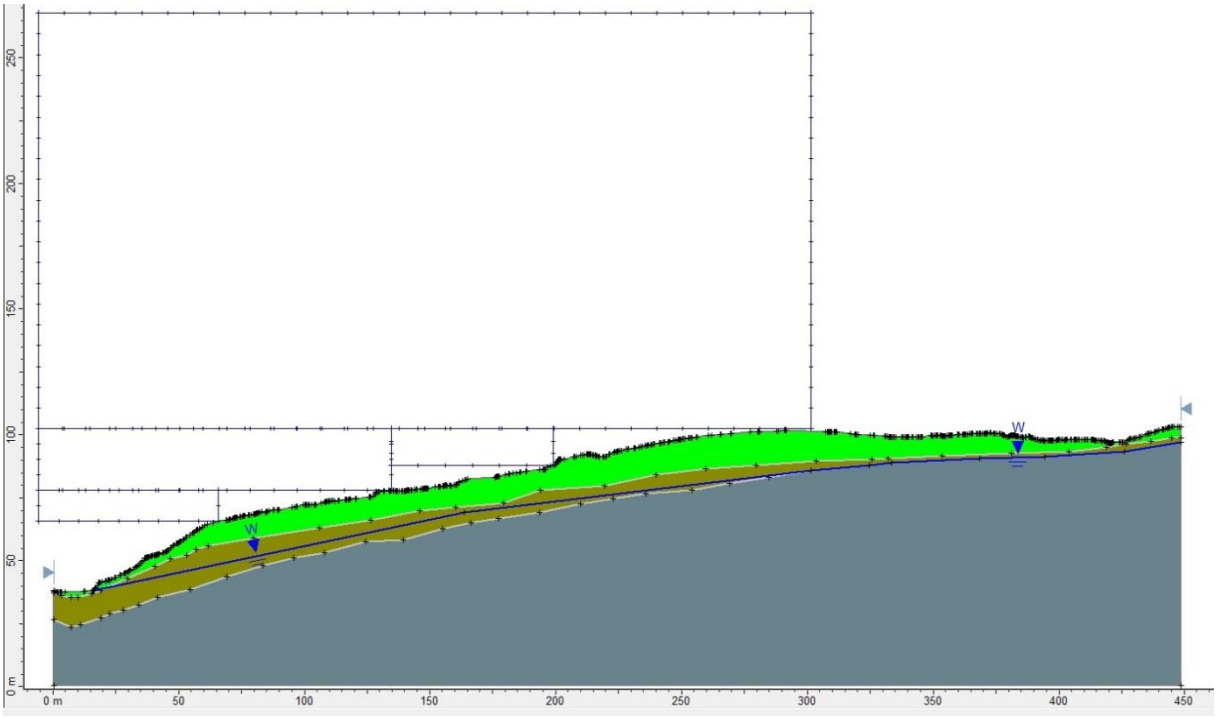


Figura 7.1: Sezione 1-1'

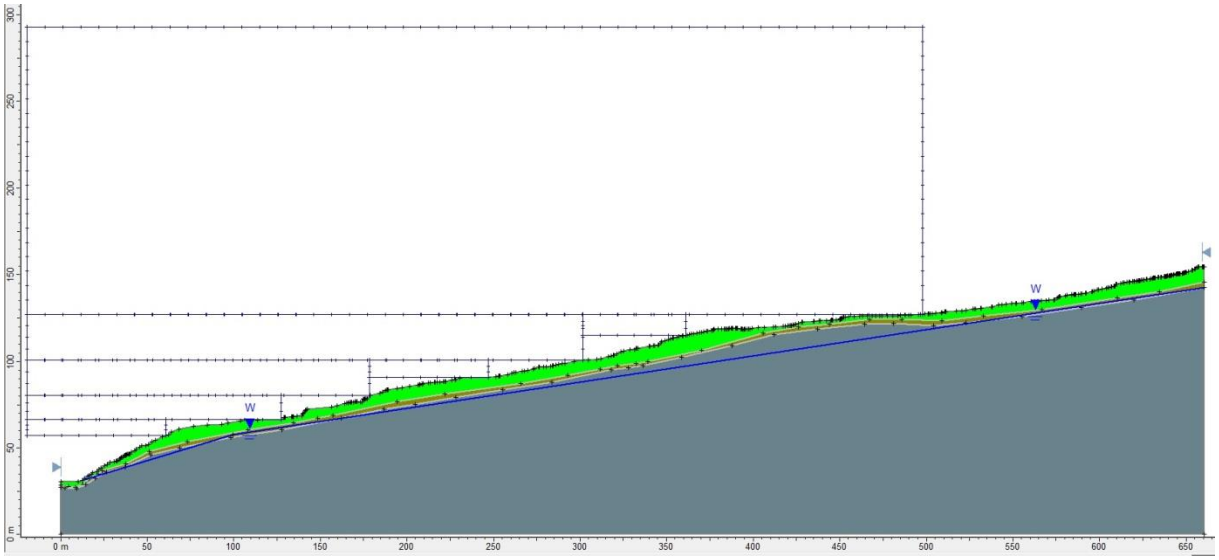


Figura 7.2: Sezione 3-3'

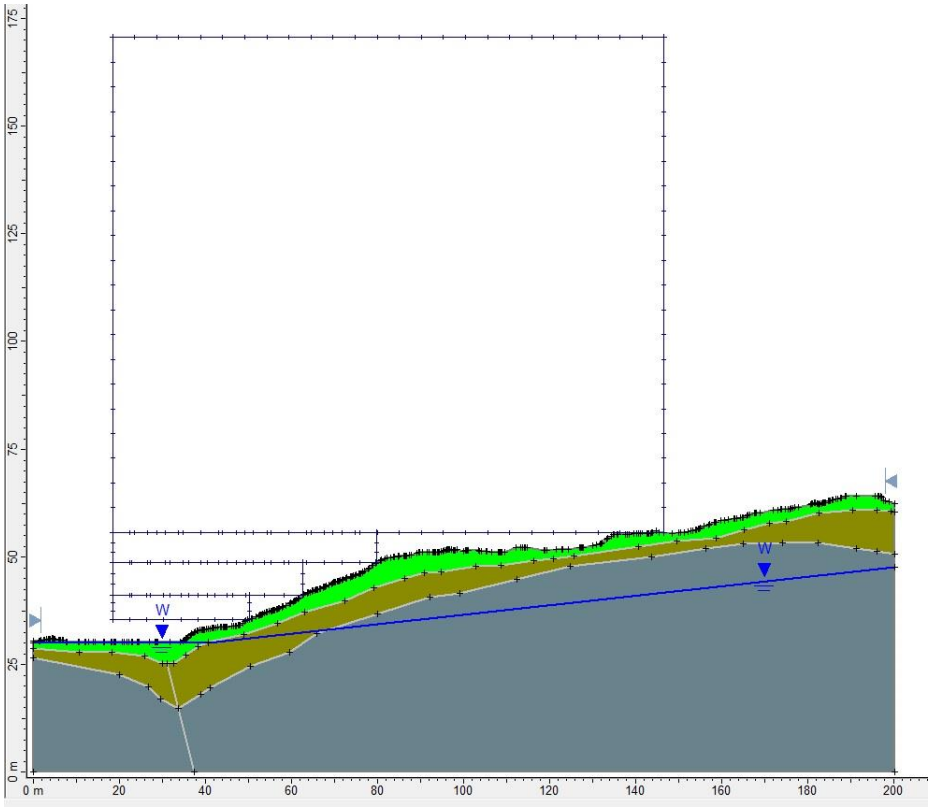


Figura 7.3: Sezione 5-5'

7.2 ANALISI DEL PENDIO NATURALE - RISULTATI SEZIONE 1-1'

Si riportano da Figura 7.4 a Figura 7.9 i risultati ottenuti per il Modello 1 negli scenari A, B e C in corrispondenza della sezione 1-1'. I risultati del Modello 2A sono illustrati in Figura 7.10 e Figura 7.11.

Si evince un quadro di sostanziale stabilità globale del versante ad eccezione della scarpata di valle del pendio, esposta ai processi erosivi del corso d'acqua e caratterizzata da maggior acclività. Le suddette superfici di instabilità interessano prevalentemente la coltre superficiale, e parzialmente il "cappellaccio di alterazione", per uno spessore complessivo dell'ordine di 7 m nel modello sismico.

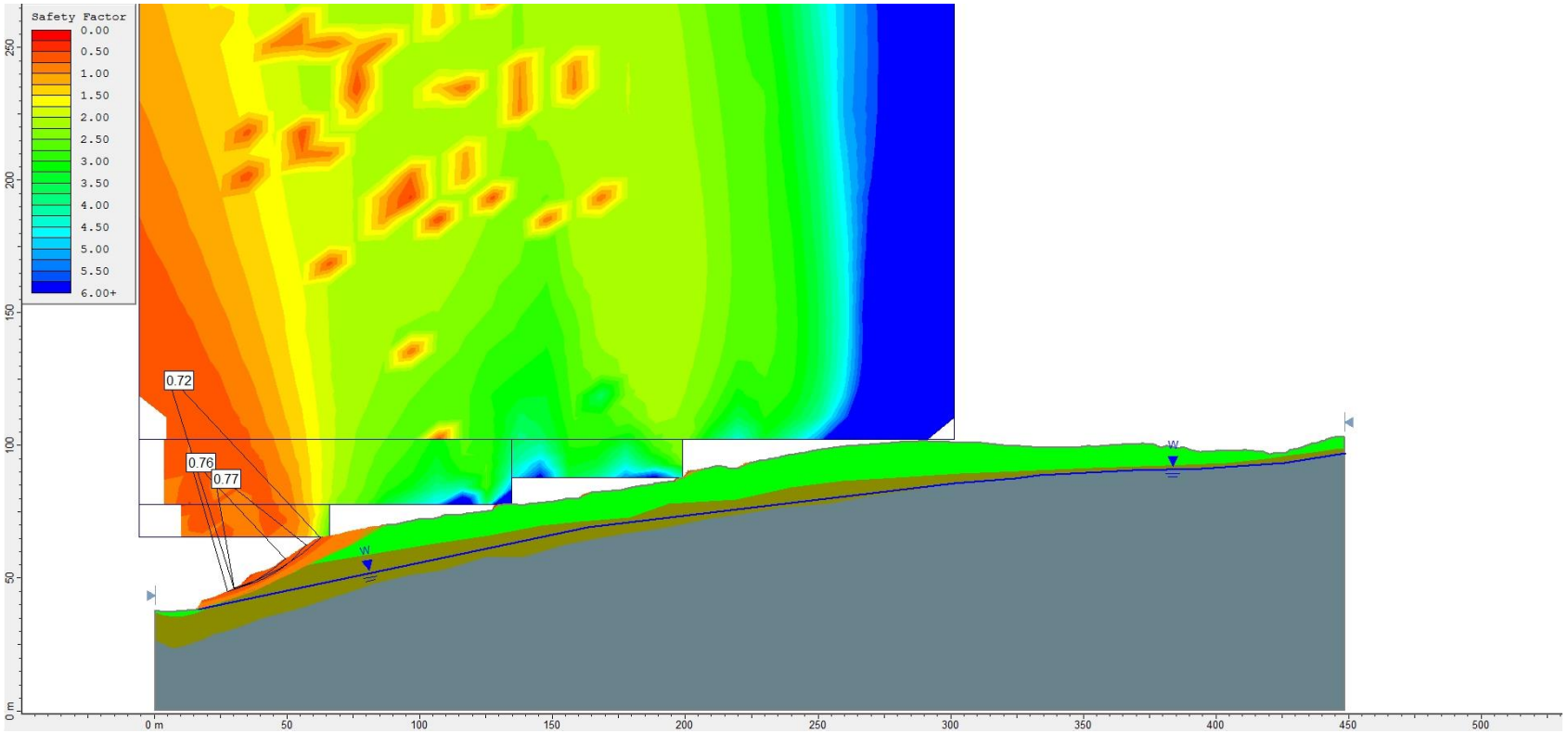


Figura 7.4: Sezione 1-1' – Modello 1A – Metodo di Bishop

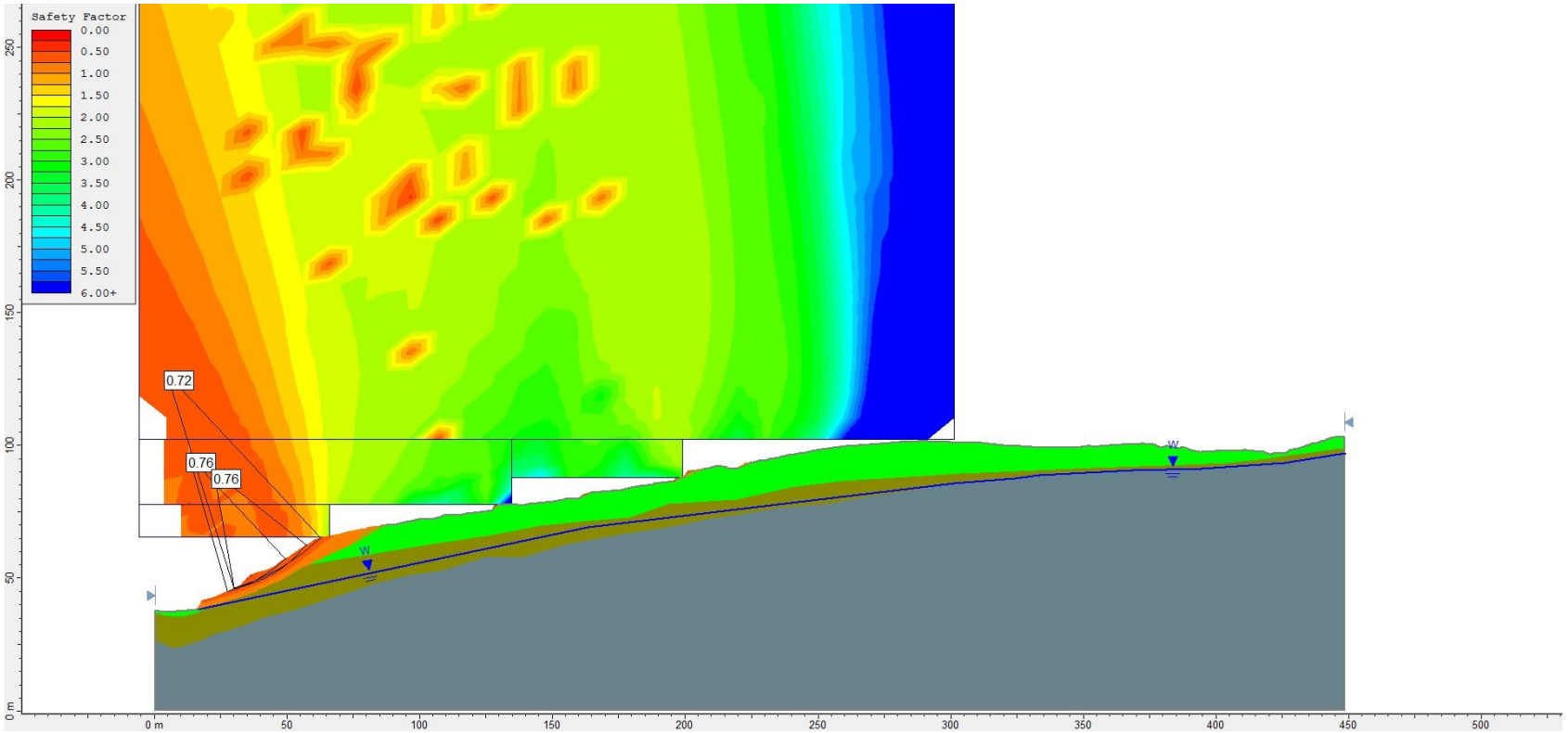


Figura 7.5: Sezione 1-1' – Modello 1A – Metodo di Janbu

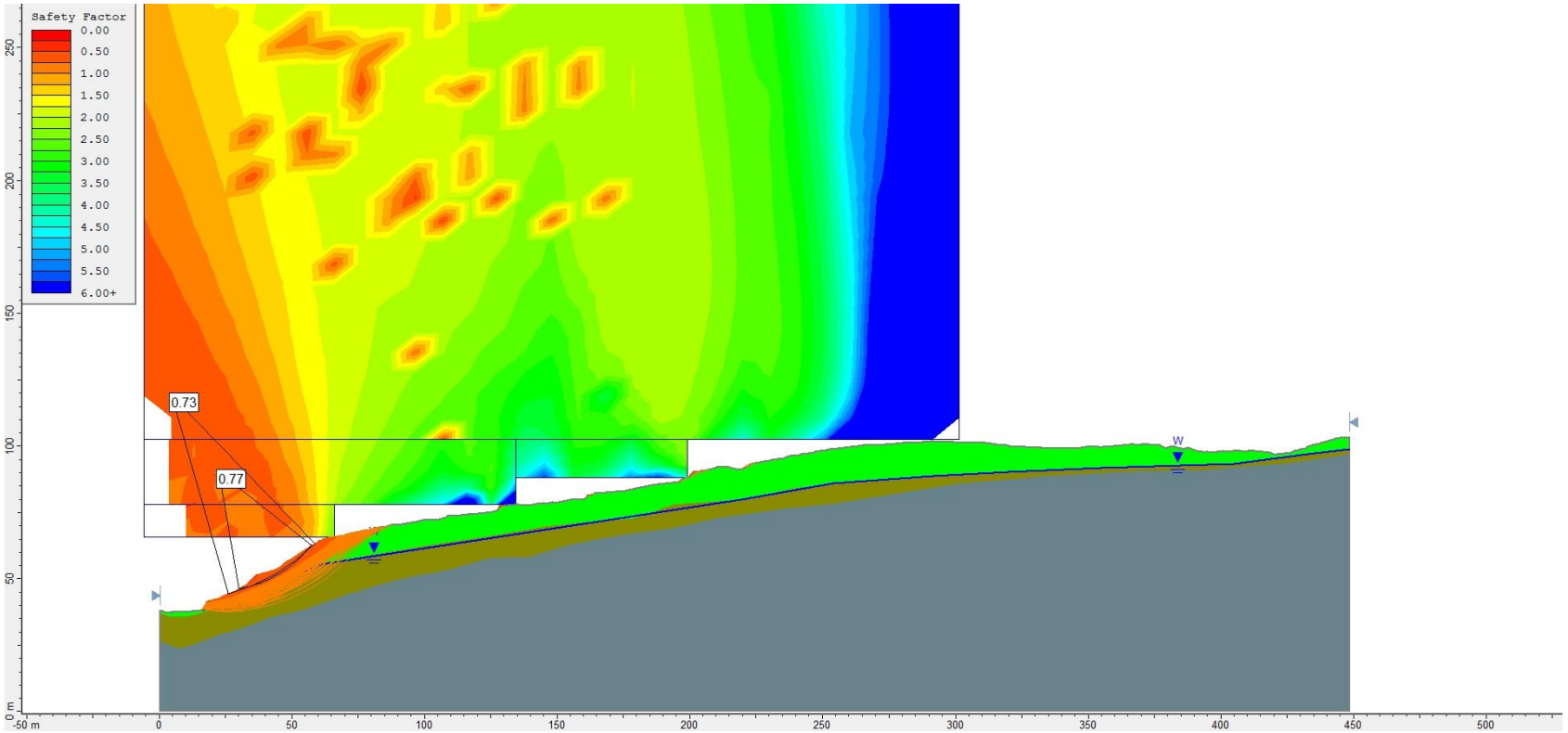


Figura 7.6: Sezione 1-1' – Modello 1B – Metodo di Bishop

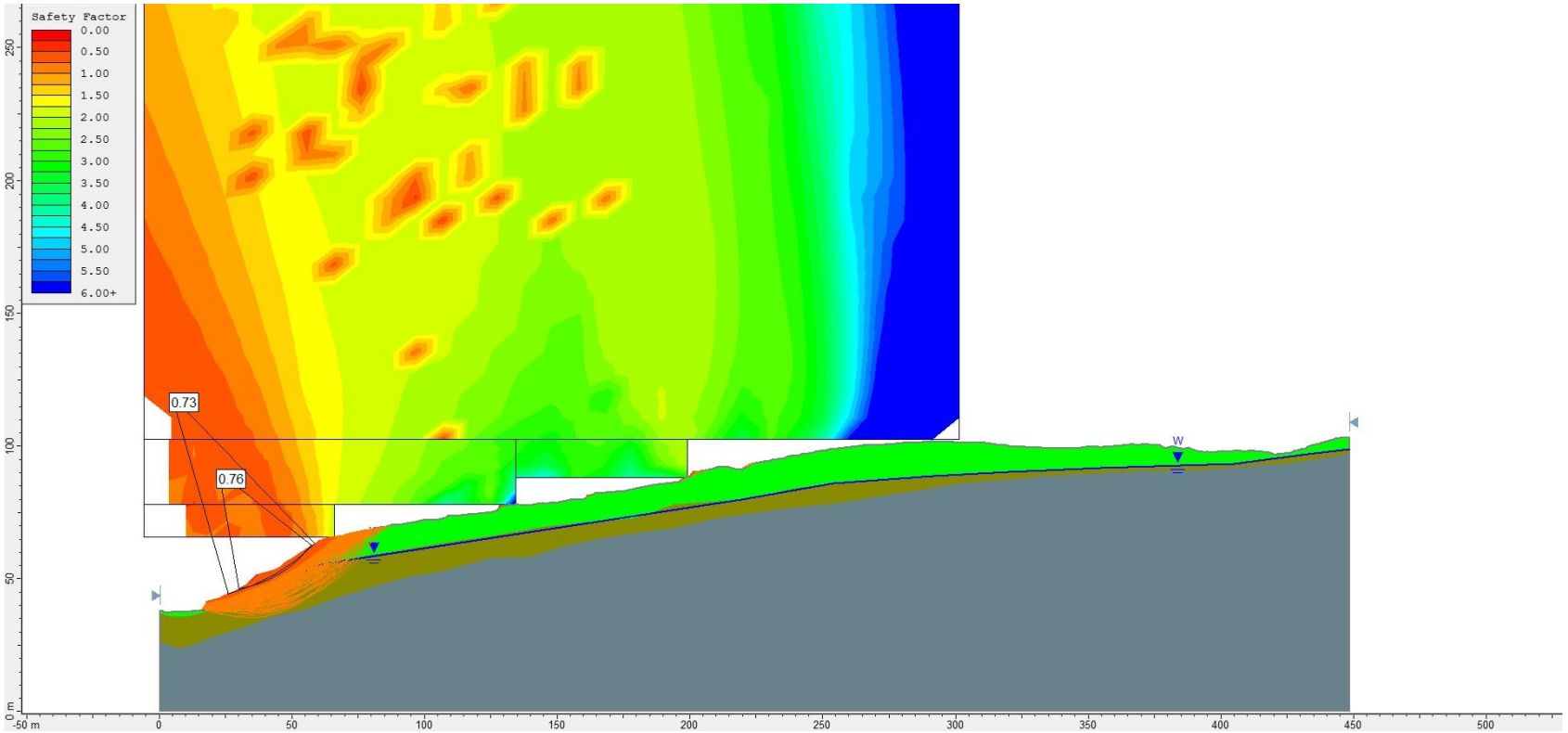


Figura 7.7: Sezione 1-1' – Modello 1B – Metodo di Janbu

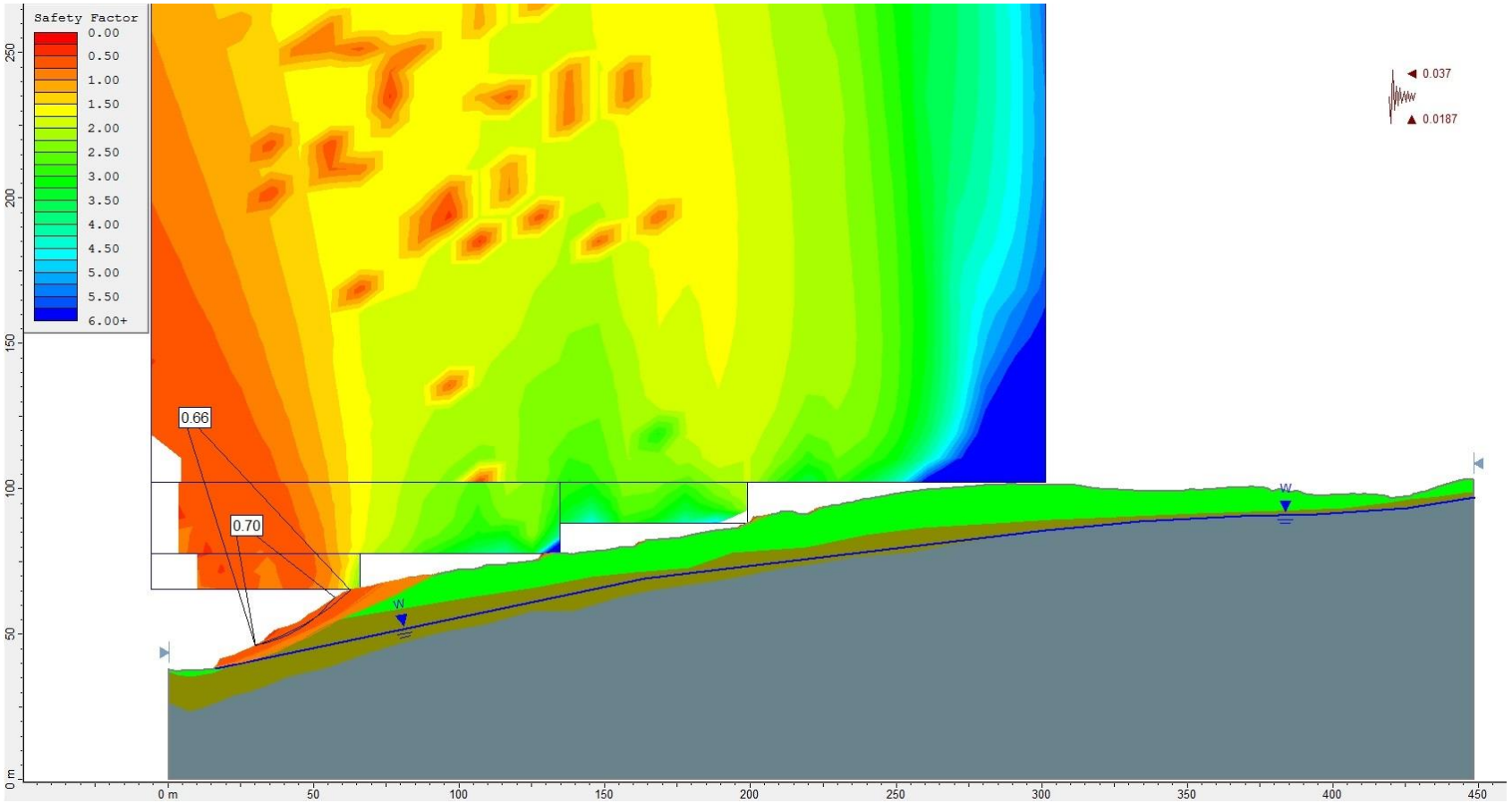


Figura 7.8: Sezione 1-1' – Modello 1C – Metodo di Morgenstern & Price

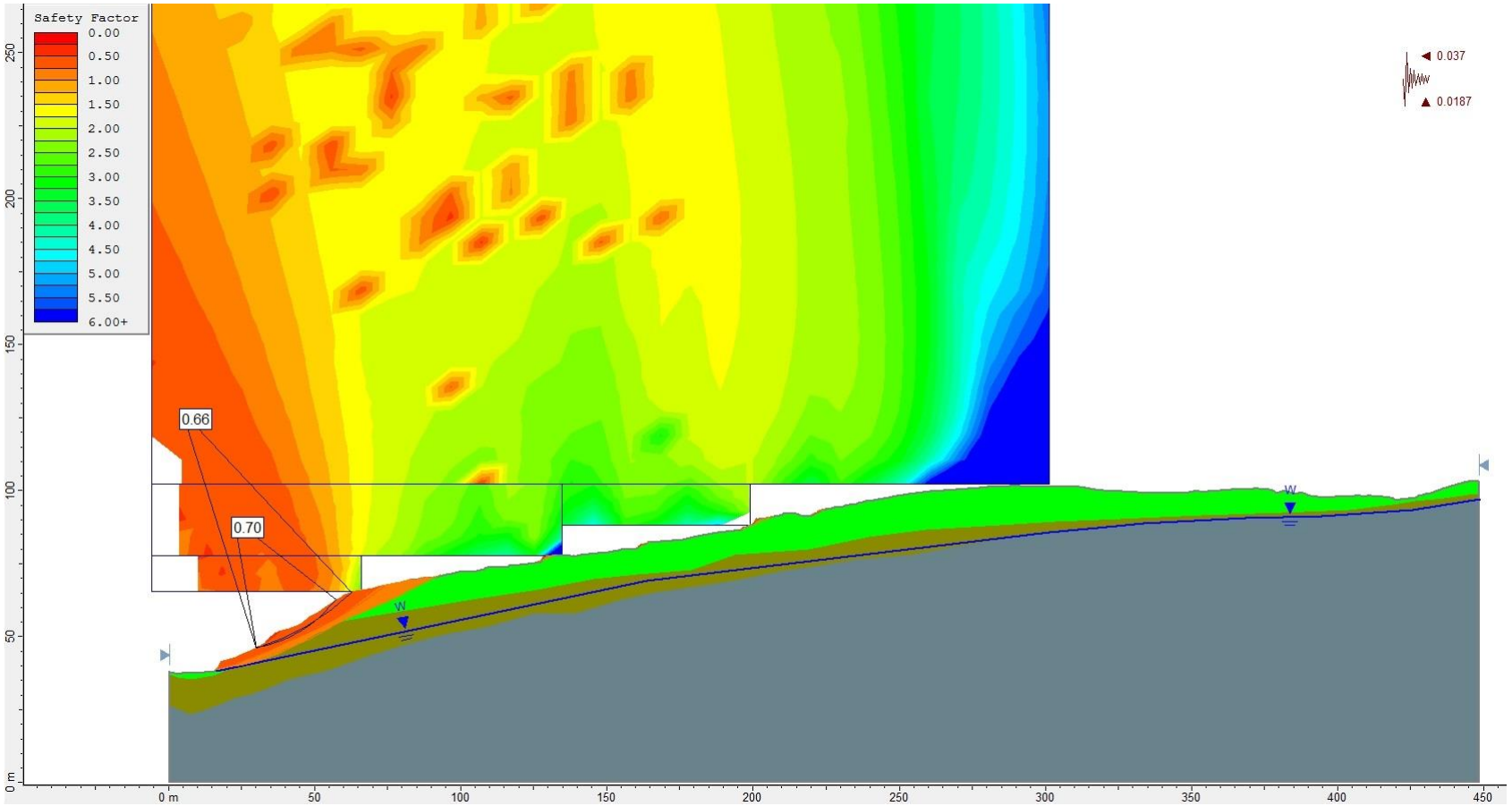


Figura 7.9: Sezione 1-1' – Modello 1C – Metodo di Spencer

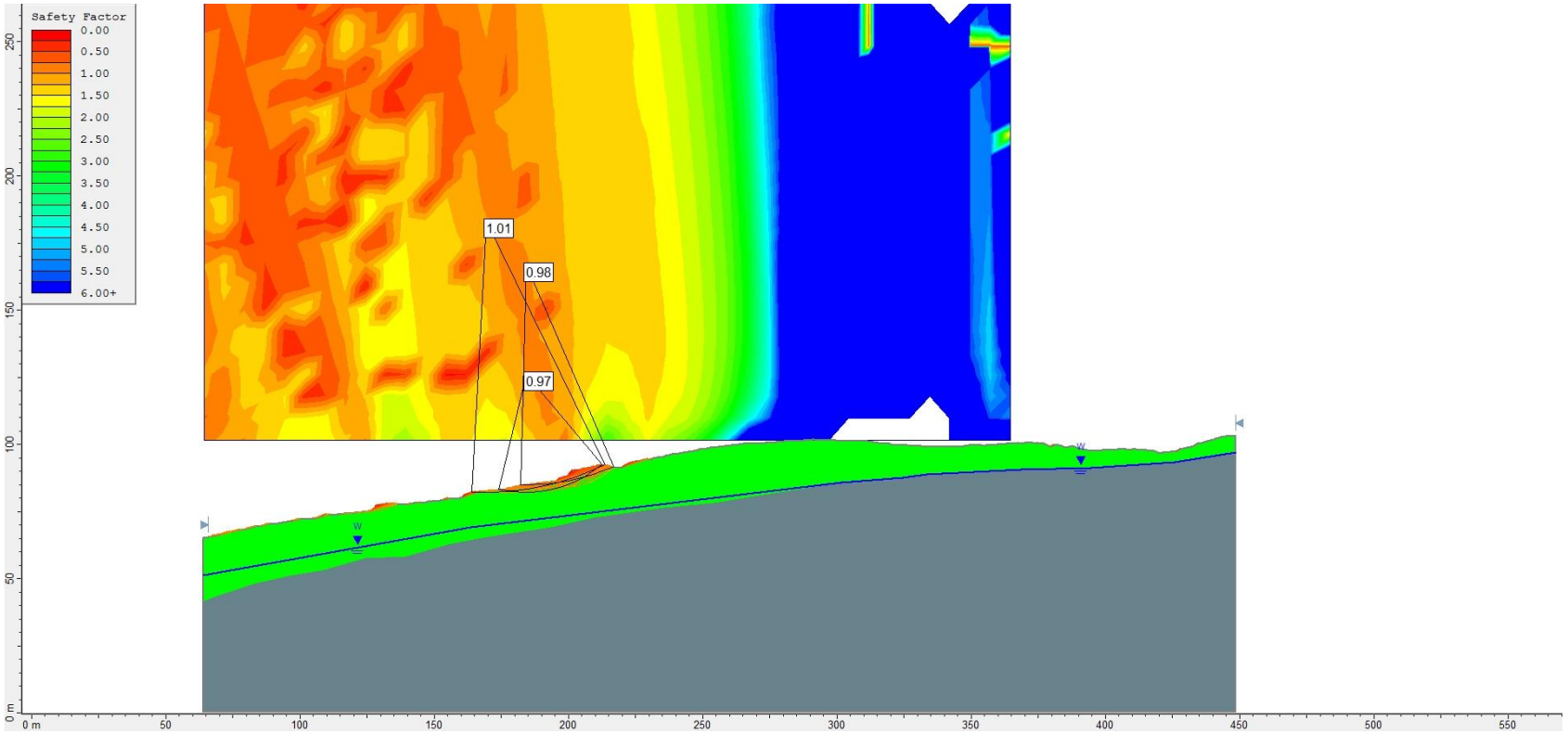


Figura 7.10: Sezione 1-1' – Modello 2A – Metodo di Bishop

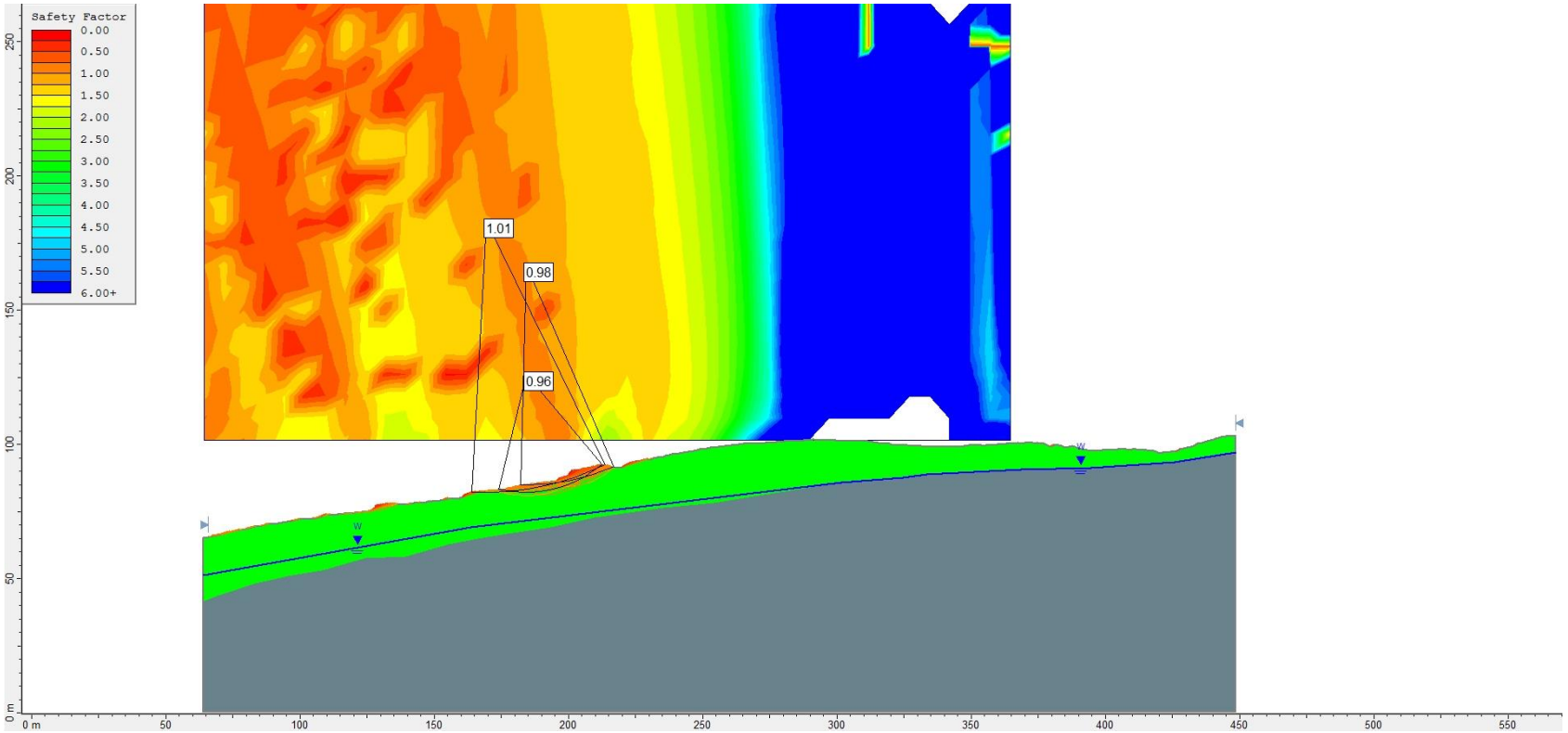


Figura 7.11: Sezione 1-1' – Modello 2A – Metodo di Janbu

7.3 ANALISI DEL PENDIO NATURALE - RISULTATI SEZIONE 5-5'

Si riportano da Figura 7.10 a Figura 7.17 i risultati ottenuti per il Modello 1 negli scenari A, B e C in corrispondenza della sezione 5-5' ubicata in asse alla galleria.

Si individuano potenziali superfici di instabilità interessanti uno spessore dell'ordine di 5 m nel modello sismico.

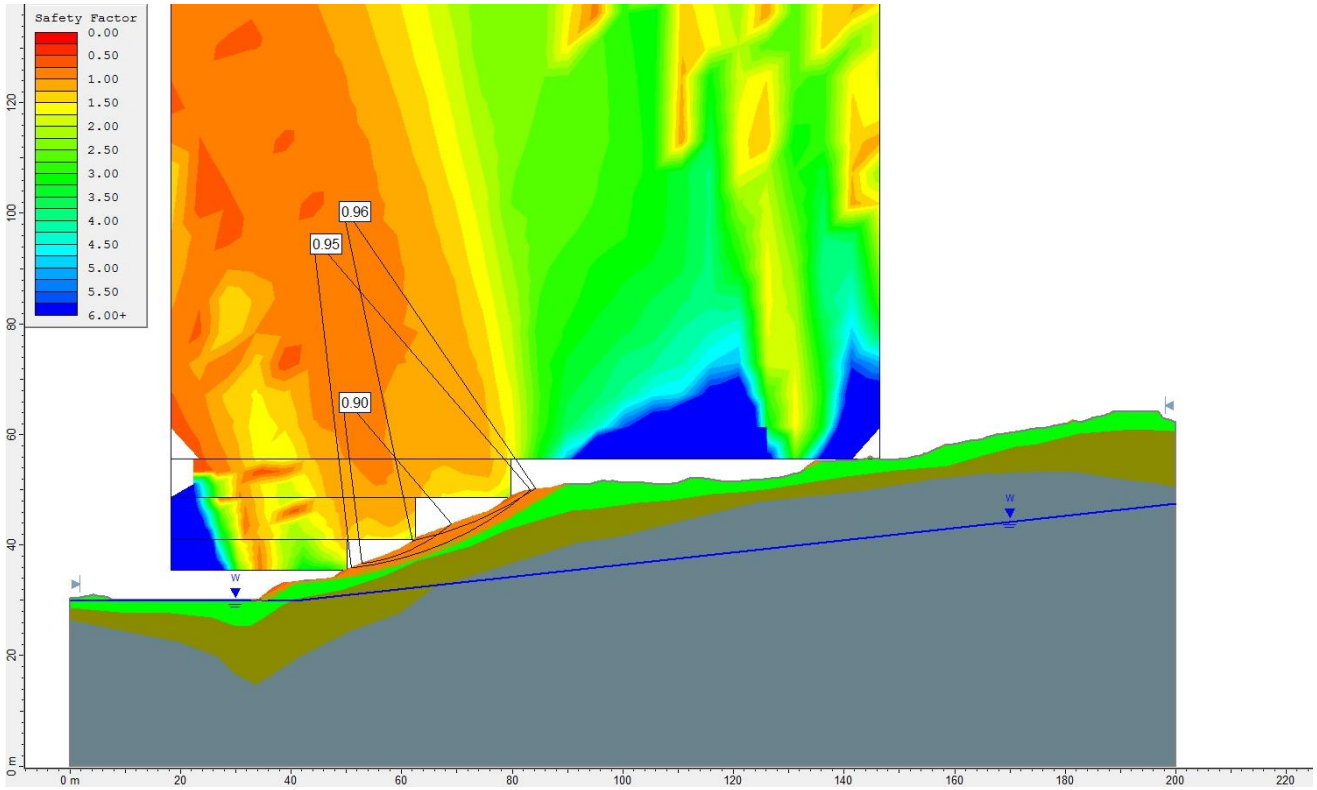


Figura 7.12: Sezione 5-5’ – Modello 1A – Metodo di Bishop

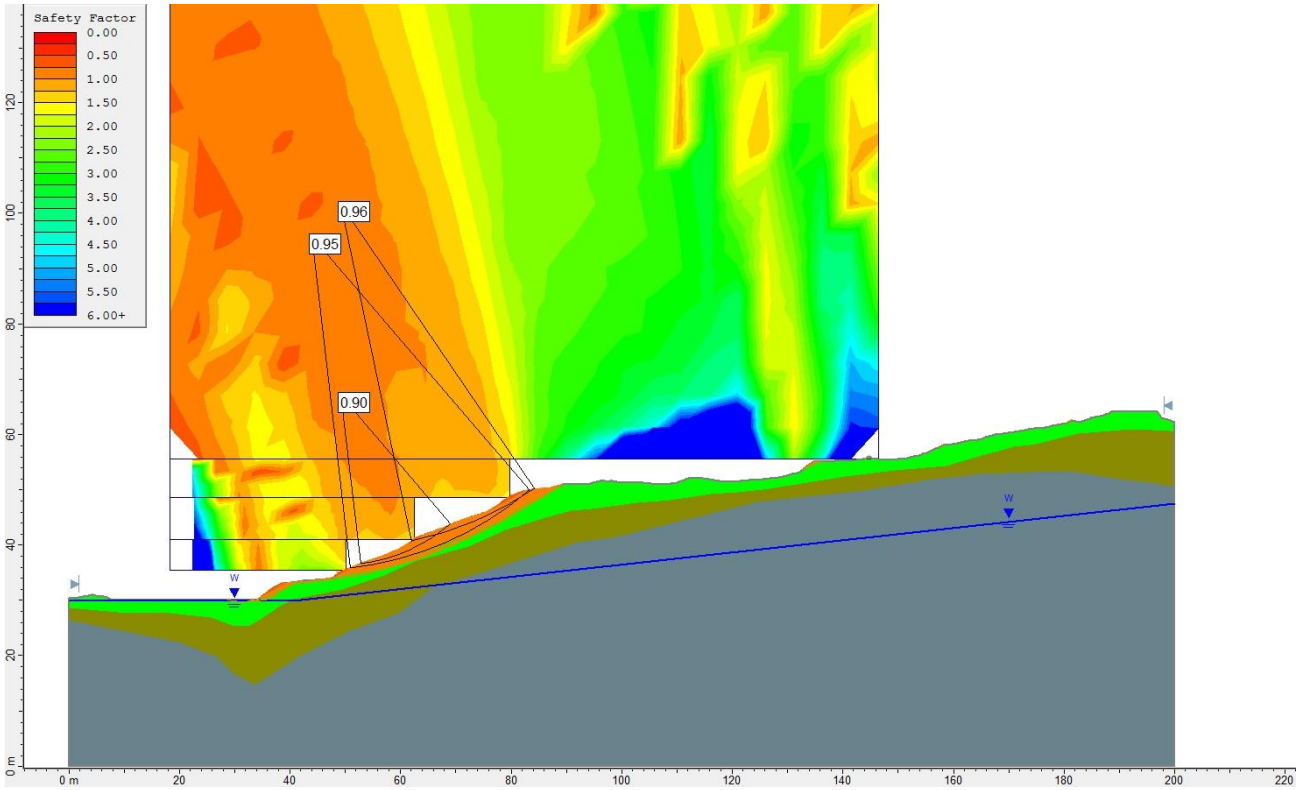


Figura 7.13: Sezione 5-5' – Modello 1A – Metodo di Janbu

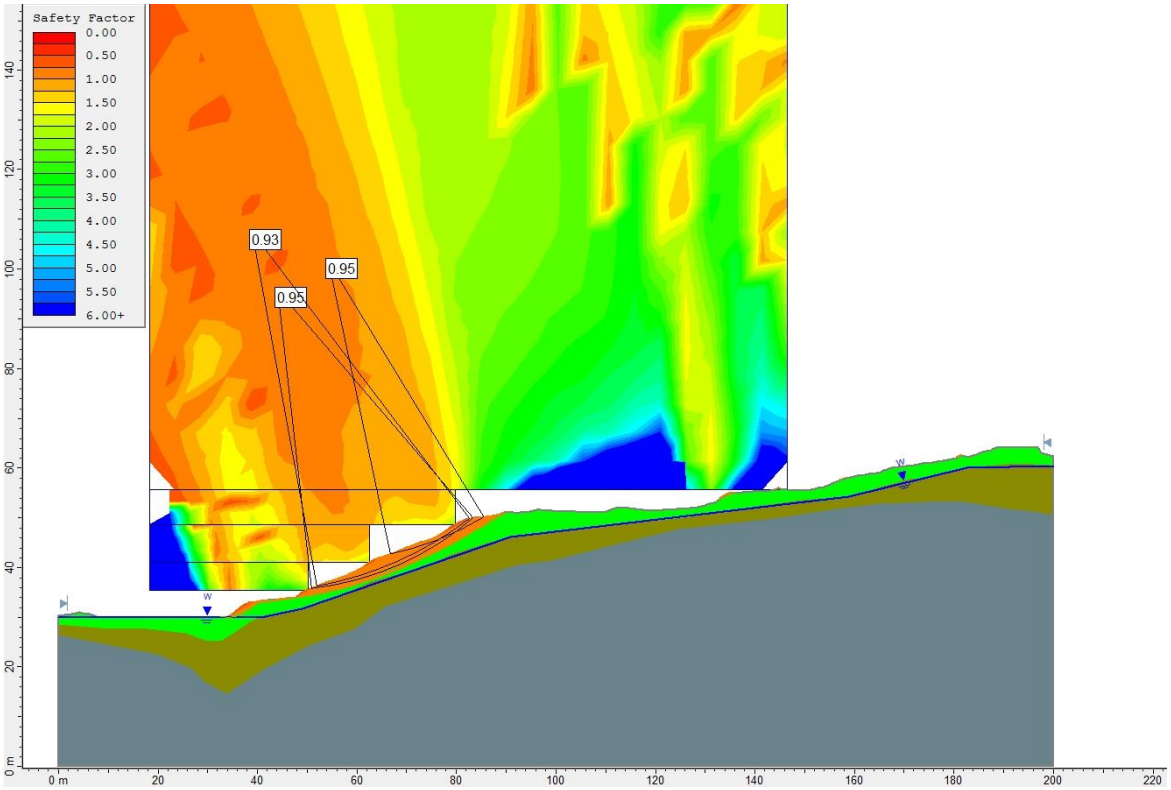


Figura 7.14: Sezione 5-5' – Modello 1B – Metodo di Bishop

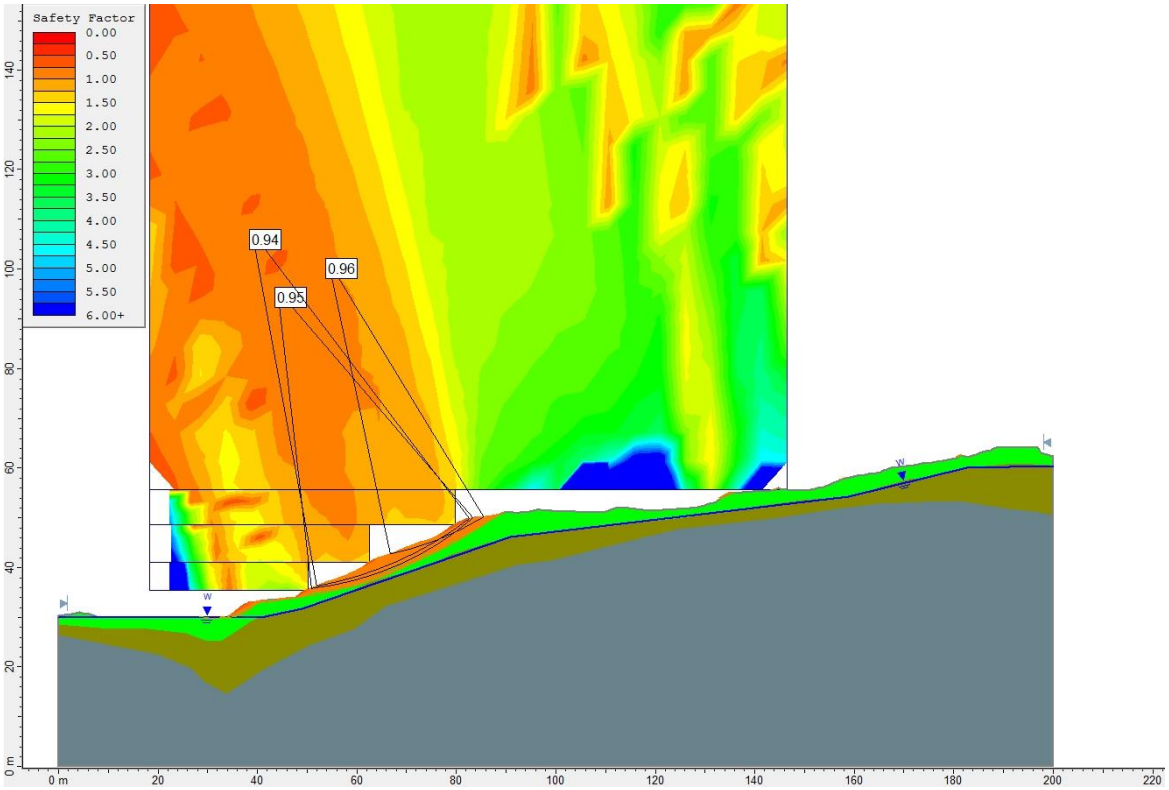


Figura 7.15: Sezione 5-5' – Modello 1B – Metodo di Janbu

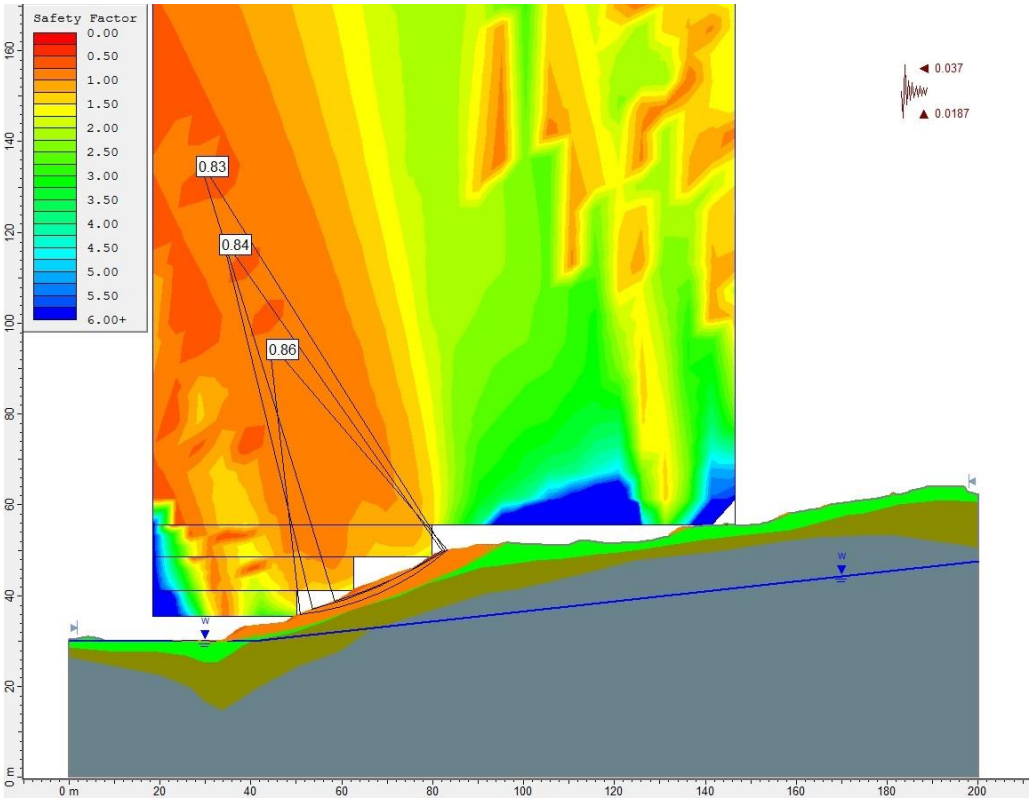


Figura 7.16: Sezione 5-5' – Modello 1C – Metodo di Morgenstern & Price

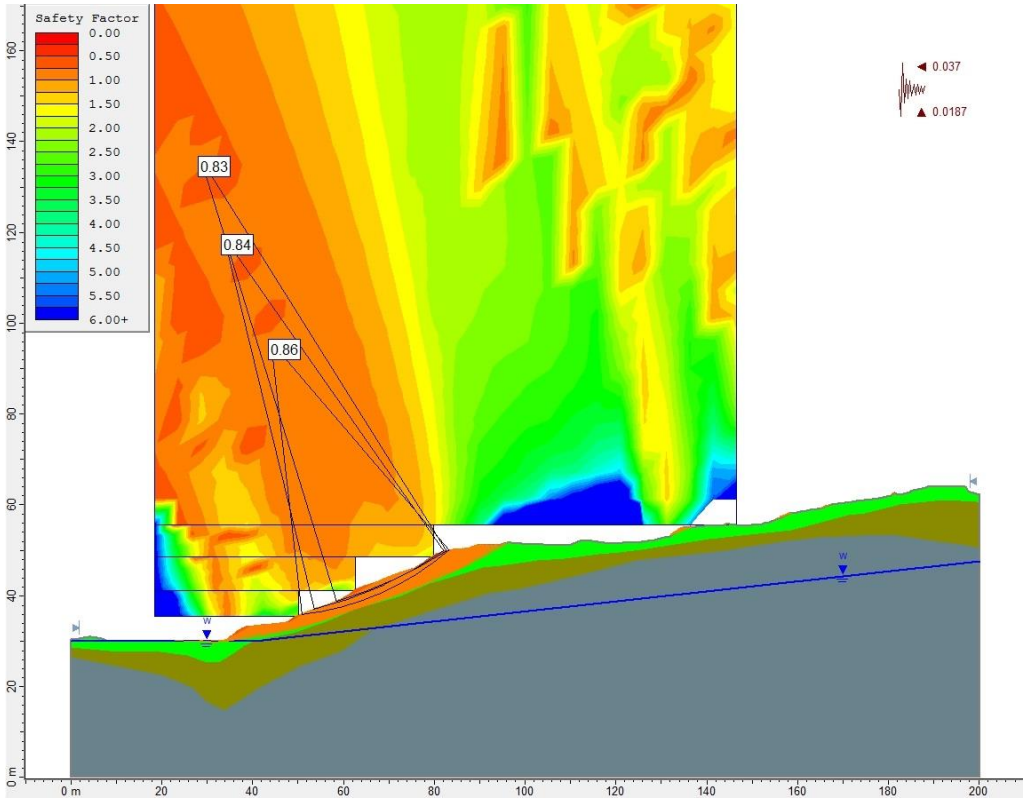


Figura 7.17: Sezione 5-5' – Modello 1C – Metodo di Spencer

7.4 ANALISI DEL PENDIO NATURALE - RISULTATI SEZIONE 3-3'

Si riportano da Figura 7.18 a Figura 7.23 i risultati ottenuti per il Modello 1 negli scenari A, B e C in corrispondenza della sezione di maggior pendenza. I risultati del Modello 2A sono illustrati in Figura 7.10 e Figura 7.11.

Analogamente alla Sezione 1-1', questi presentano un quadro di sostanziale stabilità globale del versante ad eccezione della scarpata di valle del pendio, esposta ai processi erosivi del corso d'acqua e caratterizzata da maggior acclività. Le potenziali superfici di instabilità individuate interessano prevalentemente la coltre superficiale, e parzialmente il "cappellaccio di alterazione", per uno spessore complessivo dell'ordine di 6 m nel modello sismico.

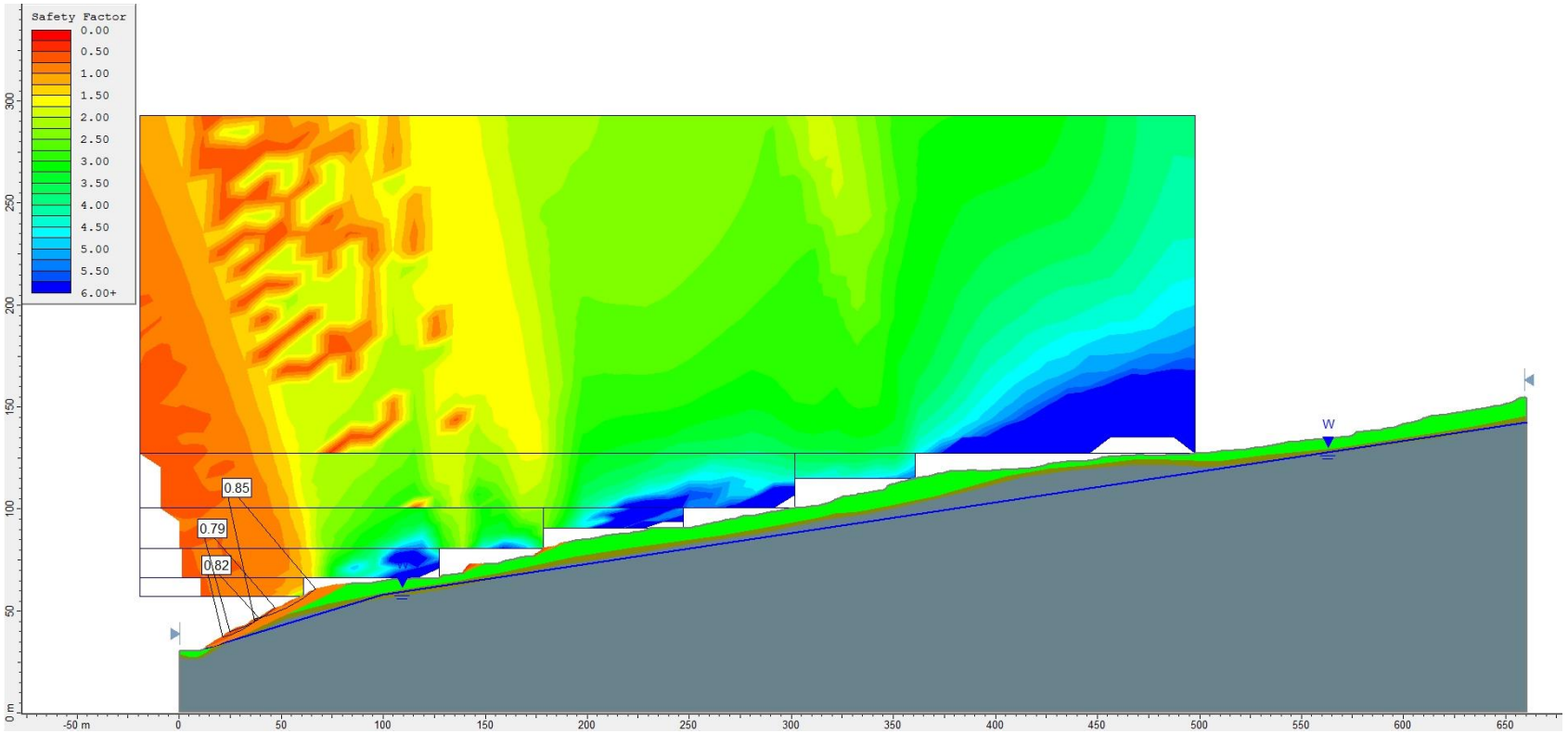


Figura 7.18: Sezione 3-3' – Modello 1A – Metodo di Bishop

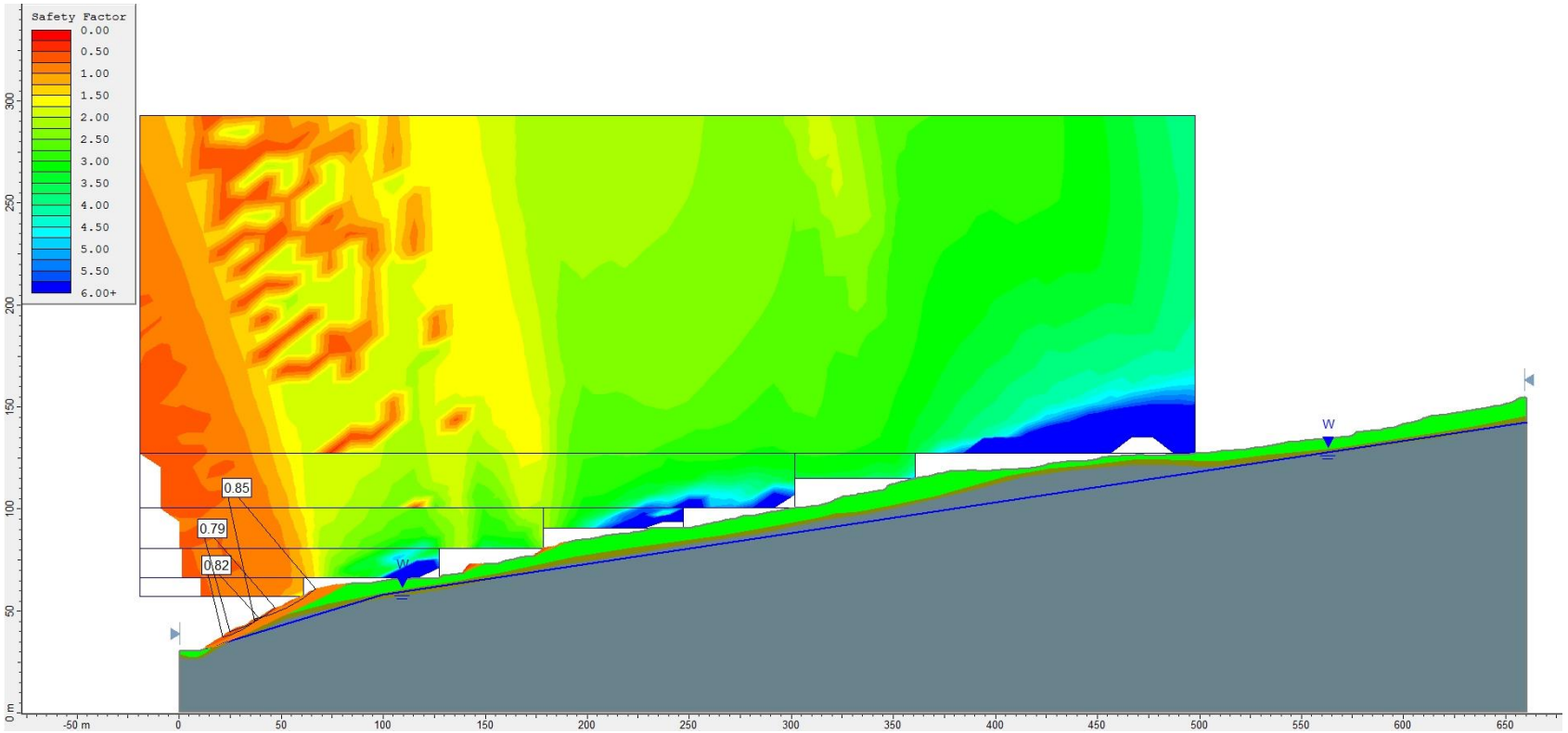


Figura 7.19: Sezione 3-3' – Modello 1A – Metodo di Janbu

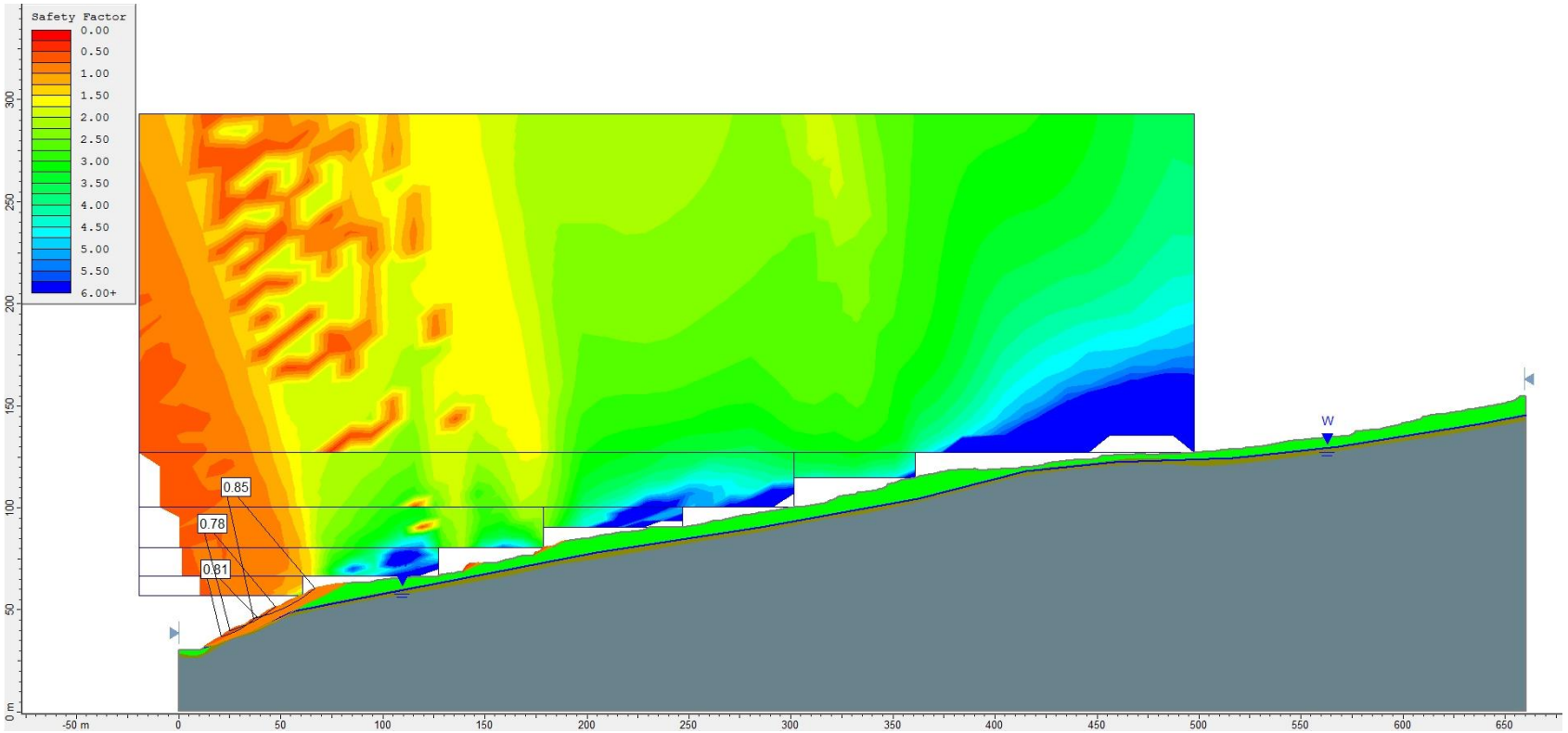


Figura 7.20: Sezione 3-3' – Modello 1B – Metodo di Bishop

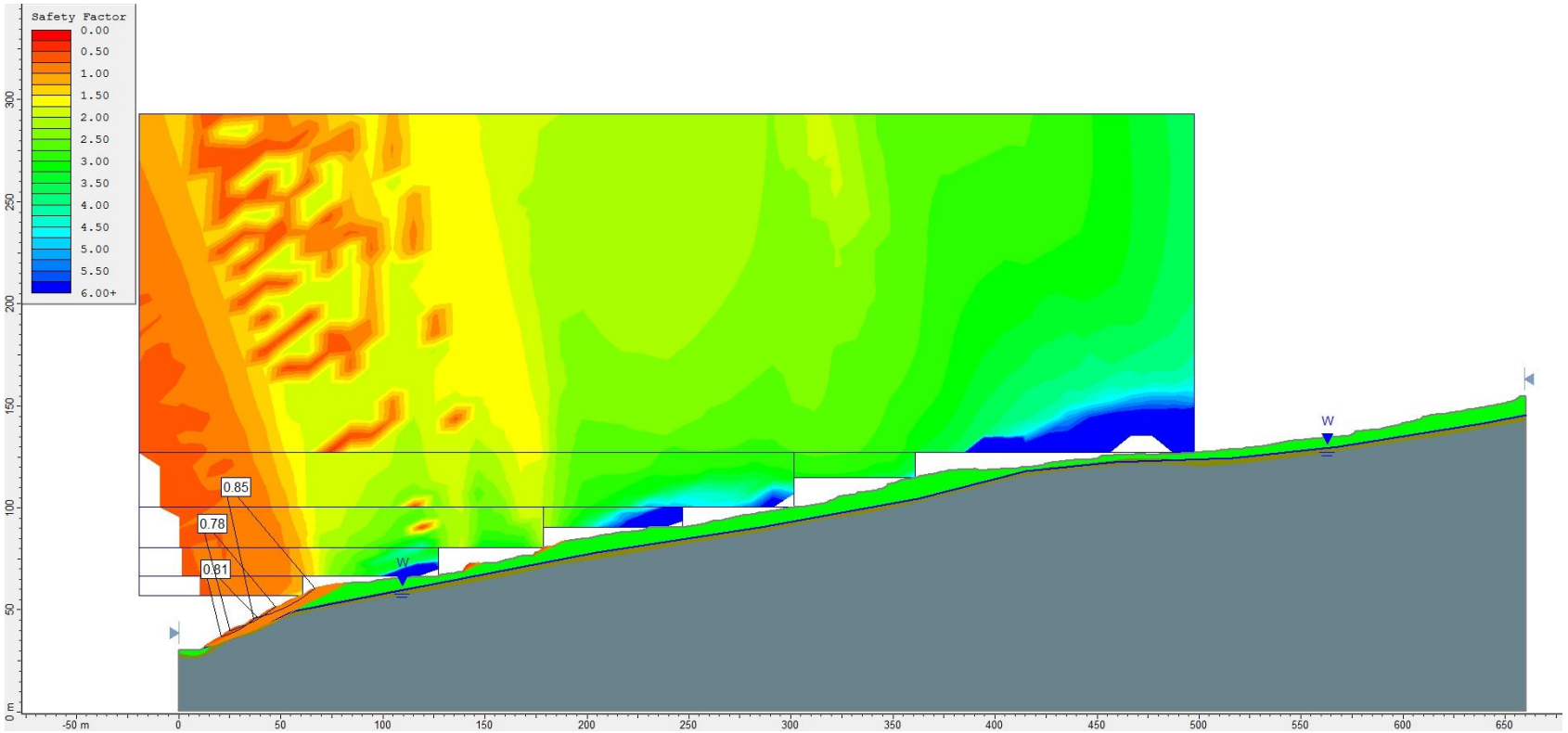


Figura 7.21: Sezione 3-3' – Modello 1B – Metodo di Janbu

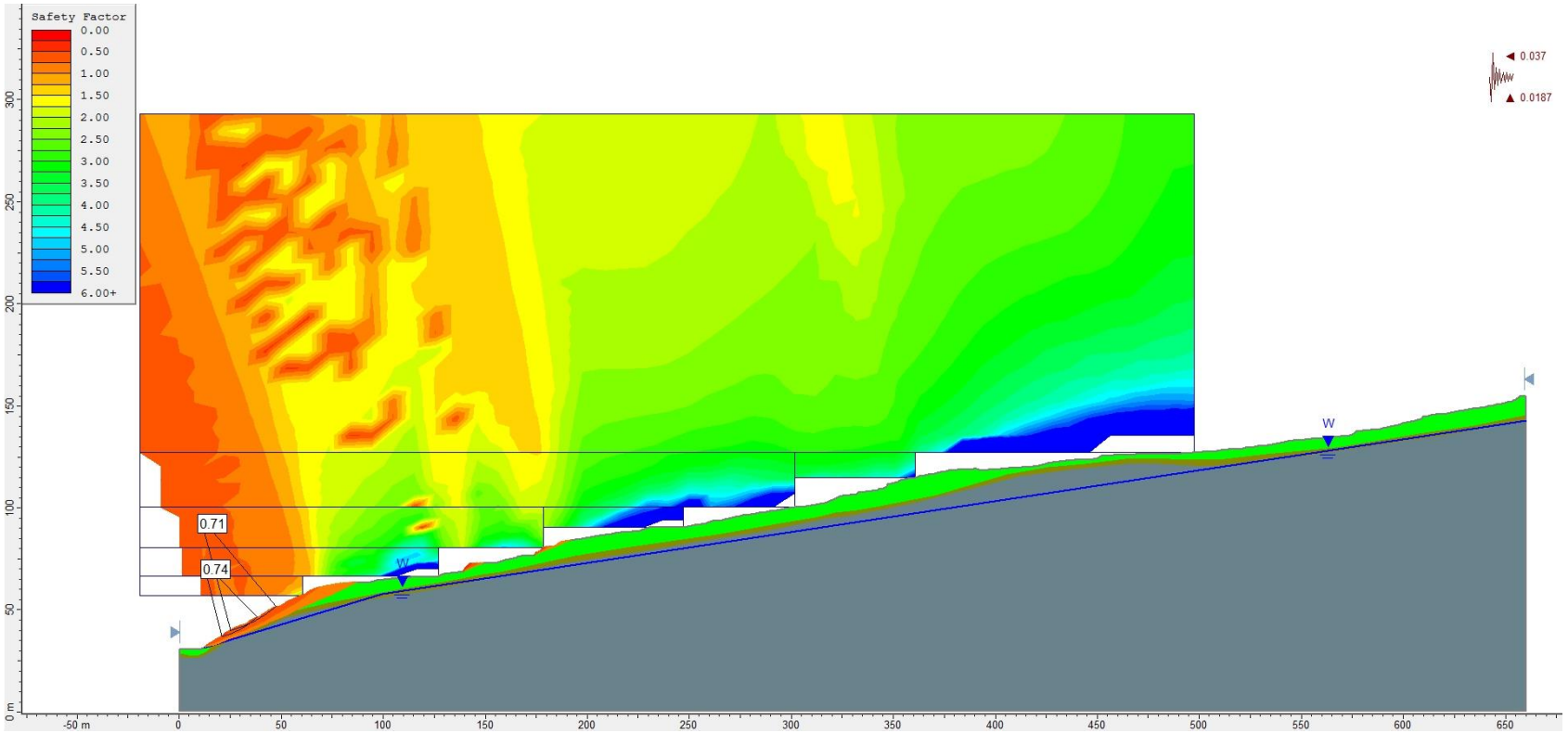


Figura 7.22: Sezione 3-3' – Modello 1C – Metodo di Morgenstern & Price

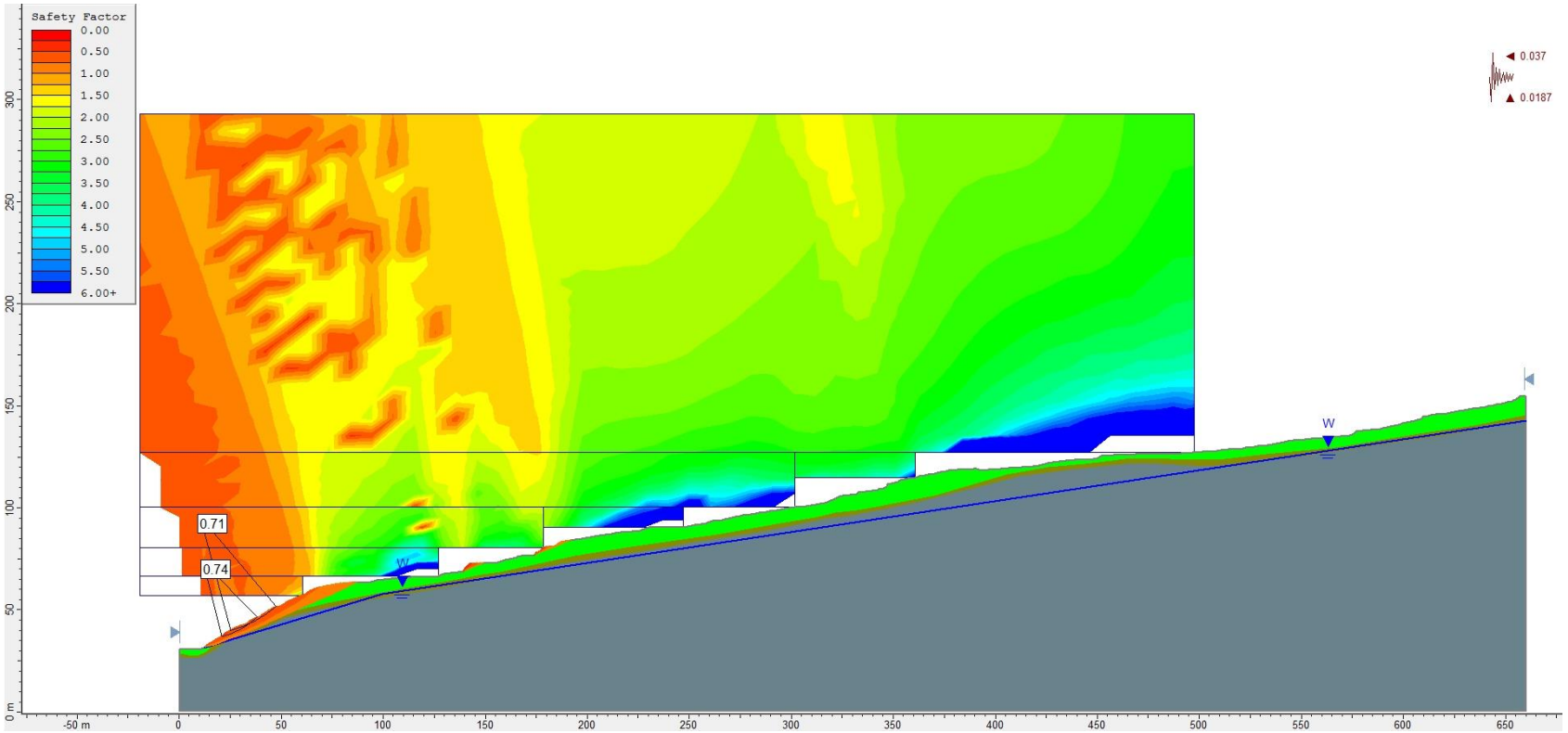


Figura 7.23: Sezione 3-3' – Modello 1C – Metodo di Spencer

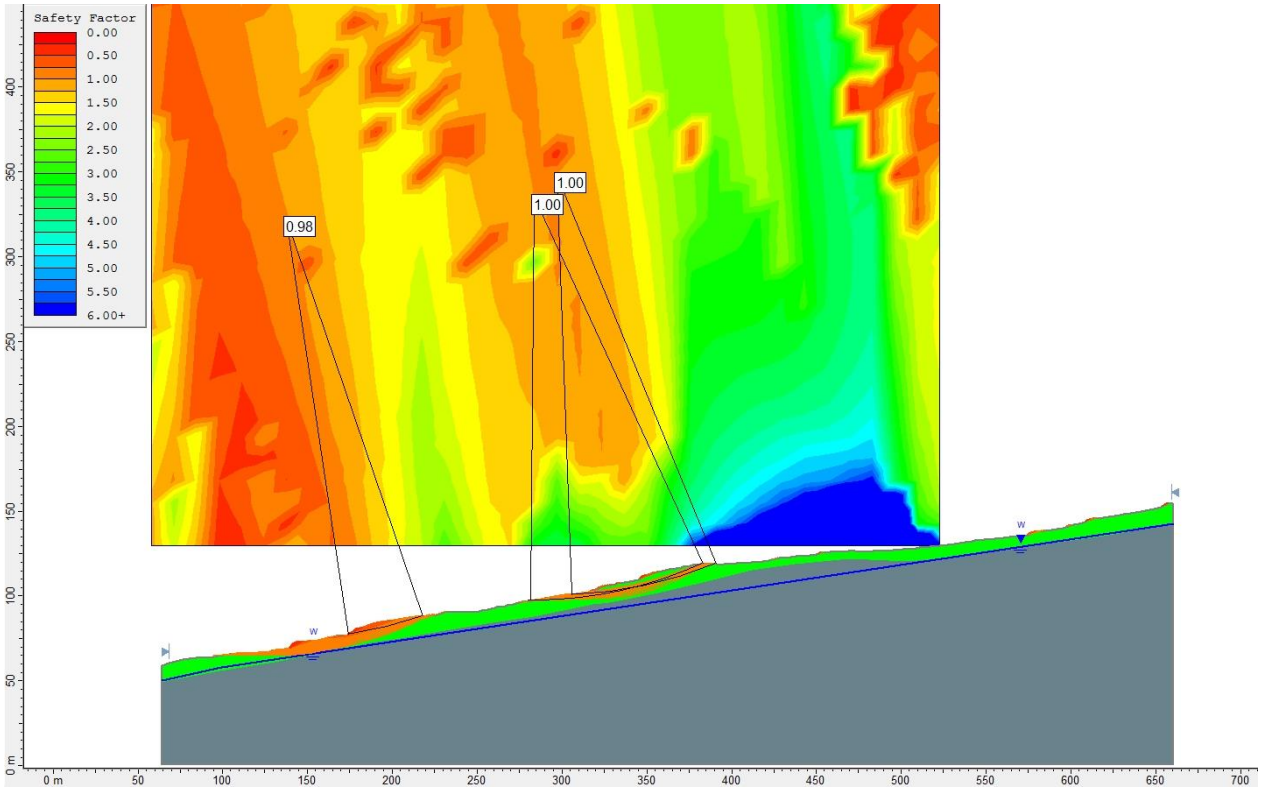


Figura 7.24: Sezione 3-3' – Modello 2A – Metodo di Bishop

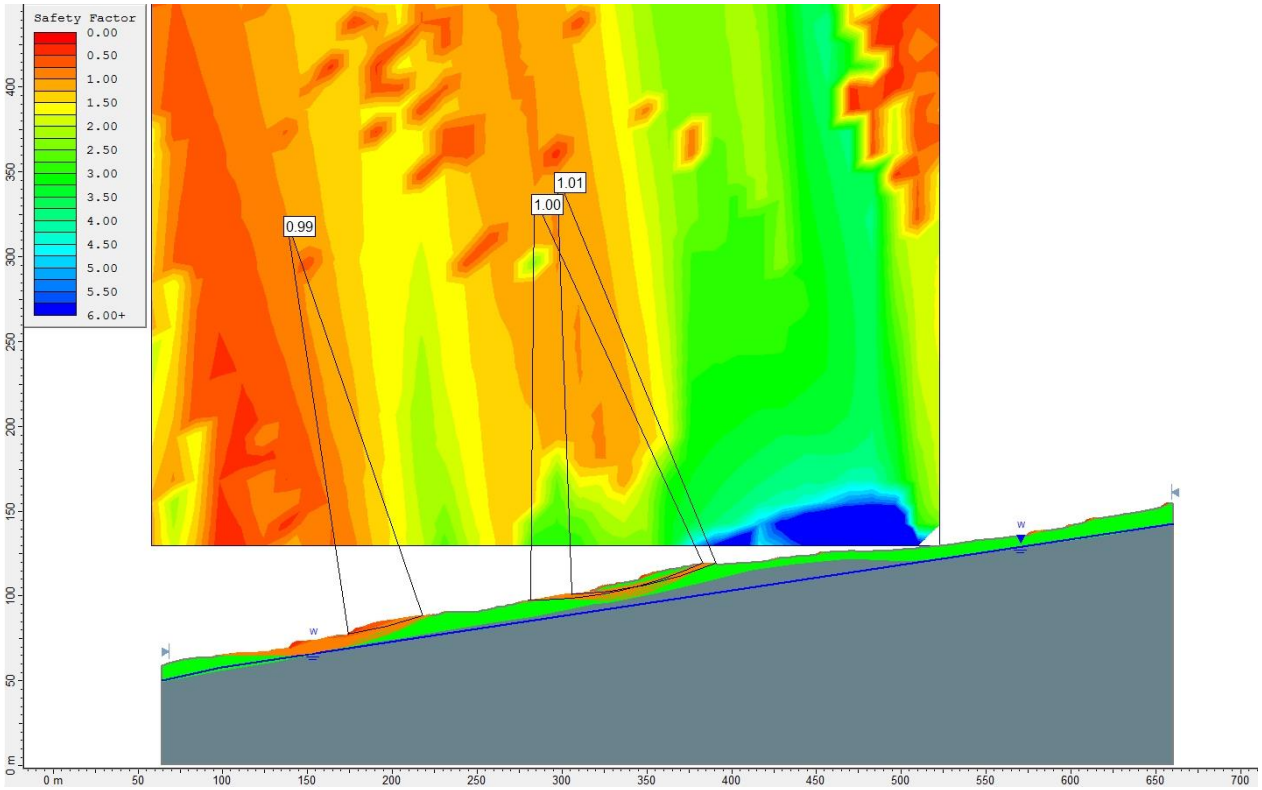


Figura 7.25: Sezione 3-3' – Modello 2A – Metodo di Janbu

8 DESCRIZIONE DELLE OPERE A PROGETTO

I paragrafi seguenti presentano le caratteristiche delle soluzioni proposte alla luce delle potenziali criticità emerse, illustrate nel Capitolo 7. Tali soluzioni tengono conto del quadro progettuale già delineato nel Progetto Definitivo 2015, aggiornandone le soluzioni, nonchè delle limitazioni imposte dal contesto morfologico ed urbanistico nel quale si inseriscono.

8.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Gli interventi previsti nell'area di imbocco dello scolmatore soddisfano da una parte il requisito di messa in sicurezza del cantiere durante la realizzazione delle opere di imbocco, dall'altra il requisito di stabilizzazione del tratto di versante insistente sulle stesse e caratterizzato da pronunciata acclività, rispettivamente nel breve e nel lungo termine.

Gli interventi a progetto riguardano nel dettaglio:

- la realizzazione di una paratia intirantata di micropali;
- la stabilizzazione e riprofilatura del versante mediante doppio livello di terre rinforzate, raccordo con il terreno esistente e realizzazione di palizzate in legno;
- raccolta acque superficiali di ruscellamento;
- installazione di strumentazione di monitoraggio geotecnico (si rimanda all'appendice A per la proposta di piano di monitoraggio).

A completamento dell'intervento si prevede l'adeguamento della viabilità esistente al nuovo contesto progettuale, che ha tenuto conto altresì della necessaria fruibilità delle strade di accesso alle abitazioni presenti durante l'esecuzione dei lavori.

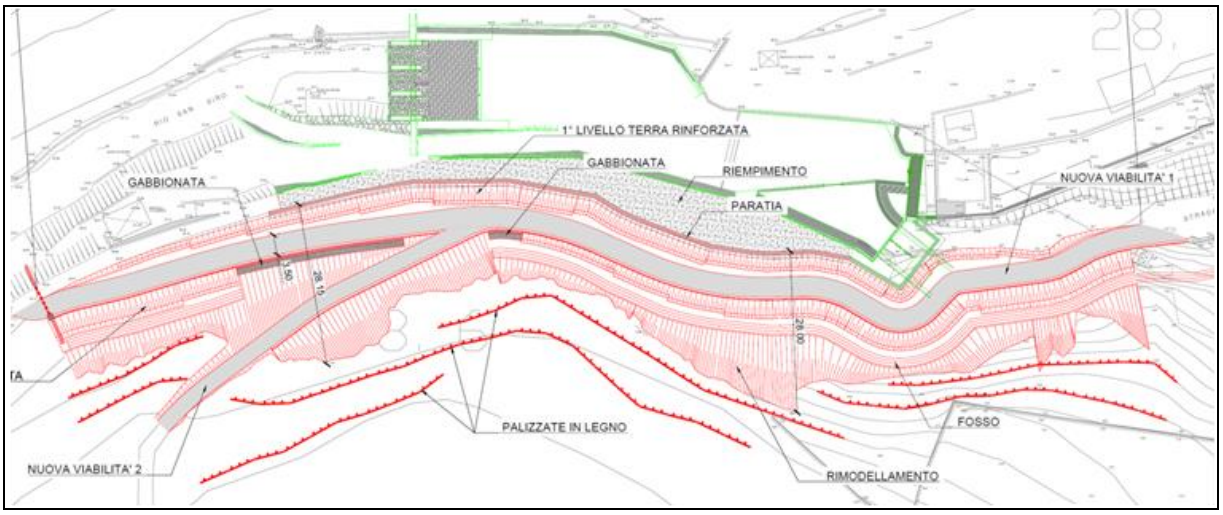


Figura 26: Planimetria generale degli interventi a progetto

La paratia è costituita da due allineamenti di micropali, aventi diametro 139.7 mm e lunghezza variabile tra 8 e 15.50 m, disposti ad un interasse di 0.5 m. La paratia è provvista di più ordini di tiranti attivi. I micropali sono solidarizzati in testa da un cordolo in

conglomerato cementizio armato. Le paratie dovranno essere immorsate nel substrato roccioso ed hanno la funzione di stabilizzazione dello scavo e rinforzo del pendio, incrementandone la resistenza a taglio e dunque il grado di sicurezza nei confronti dei potenziali cinematismi di instabilizzazione.

Sulla paratia vengono impostati due livelli di opere di sostegno in terra rinforzata, di altezza complessiva mediamente pari a 9 m, sul primo dei quali ha sede la viabilità a progetto. Per ogni livello di terra rinforzata sono state definite due classi di altezza, al fine di ottimizzare la lunghezza degli ancoraggi. Oltre a conseguire l'obiettivo primario di stabilizzazione del pendio, lo sviluppo plano-altimetrico delle terre rinforzate è mirato ad ottimizzare il tracciato della viabilità a progetto.

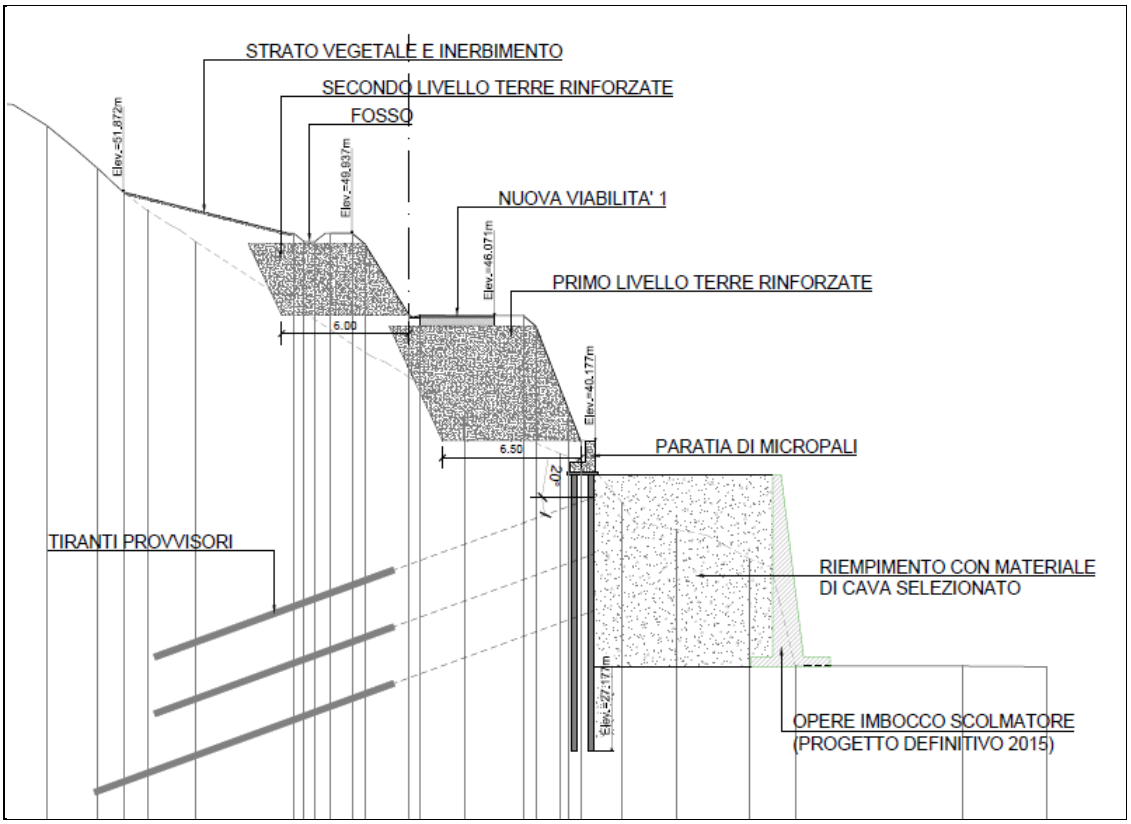


Figura 27: Sezione tipo degli interventi a progetto

A tergo delle terre rinforzate si prevede inoltre un raccordo al terreno esistente mediante una pendenza di 4:1 e la realizzazione di opere di ingegneria naturalistica, costituite da palizzate in legname a doppia parete realizzate per un'altezza di 2 m. Tali interventi hanno lo scopo di rimodellare e stabilizzare la porzione sommitale del pendio oggetto di intervento.

8.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

8.2.1 Geogriglie per terre rinforzate

Per la realizzazione delle terre rinforzate si utilizzano le seguenti geogriglie:

Tabella 8.1: Caratteristiche delle geogriglie

Geogriglie	Resistenza a Trazione Massima: 200 kN/m	Resistenza a Trazione a lungo termine: 110.5 kN/m

8.2.1 Materiale di riempimento per terre rinforzate

Per la realizzazione delle terre rinforzate si utilizza materiale caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- Angolo di attrito: $\varphi' = 38°$;
- Coesione: $c' = 5$ kPa.

9 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE ALL'EQUILIBRIO LIMITE

Coerentemente con la metodologia esposta nel Paragrafo 6.7, il Modello 3 presentato di seguito per la Sezione 1-1' riporta le analisi di stabilità del pendio tenendo conto delle opere a progetto.

Con riferimento alle potenziali instabilità del tratto di versante oggetto di intervento, il Modello 3 presenta la verifica di stabilità globale nella fase più gravosa, corrispondente allo scavo aperto in corrispondenza dell'imbocco. I risultati della modellazione mostrano, nei diversi scenari analizzati, fattori di sicurezza conformi con i requisiti previsti dalle NTC 2008.

9.1 VERIFICA DELLA SOLUZIONE ADOTTATA – SEZIONE 1-1'

Le analisi di stabilità sono condotte con il metodo dell'equilibrio limite secondo le metodologie di Spencer e Morgenstern-Price.

La presenza dell'opera di stabilizzazione viene schematizzata con l'inserimento di:

- elementi "palo" caratterizzati da una resistenza a taglio (V_{Rd}) pari a 620 kN;
- elementi "geogriglia" aventi caratteristiche meccaniche analoghe a quelle riportate nel Capitolo 8.2;
- elementi "palo", rappresentativi della palizzata in legno, caratterizzati da una resistenza a taglio (V_{Rd}) pari a 11.5 kN;

Conservativamente, non si tiene conto inoltre del sovraccarico stradale, stabilizzante in quanto distribuito al piede della scarpata.

La riprofilatura morfologica del versante viene eseguita mediante l'impiego di materiale caratterizzato dal punto di vista geotecnico, in termini di valori caratteristici, con peso dell'unità di volume pari a 20 kN/m^3, angolo di resistenza al taglio pari a 38 e coesione efficace pari a 5 kPa. Nelle modellazioni eseguite saranno considerati i valori di progetto, fattorizzando con i parametri M2 identificati dalla Tabella 6.2.II del DM 14/01/2008.

Si riportano in seguito la sezione di verifica ed i risultati ottenuti per il caso statico e sismico.

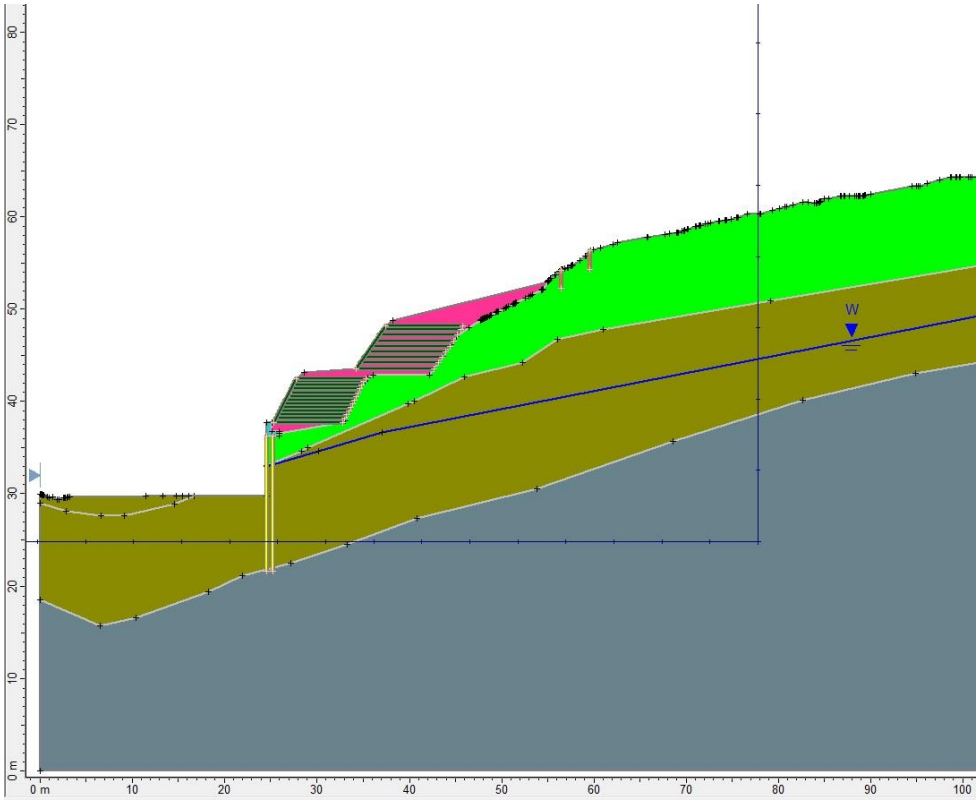


Figura 9.1: Sezione di verifica

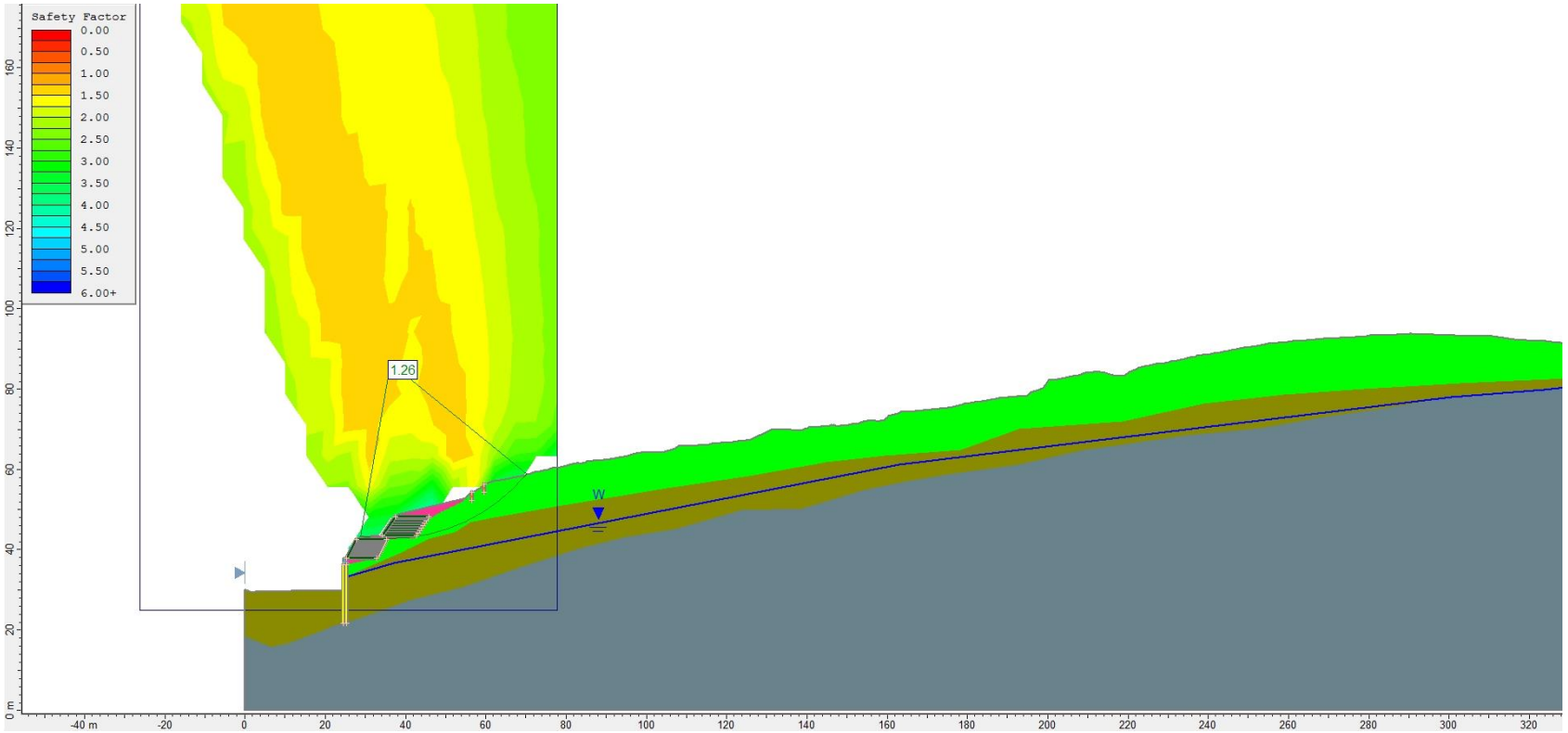


Figura 9.2: Sezione 1-1' – Modello 3A – Metodo di Morgenstern & Price

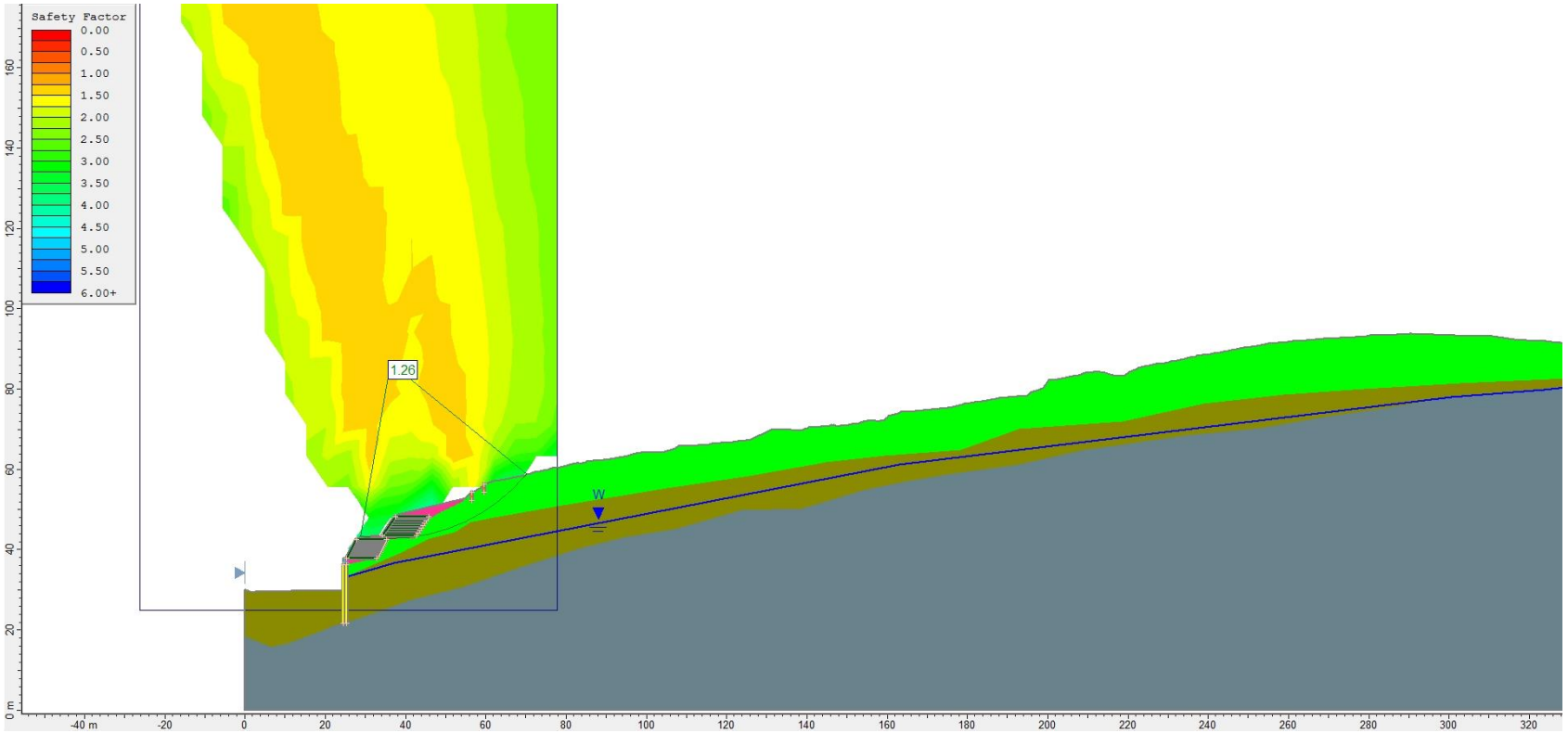


Figura 9.3: Sezione 1-1' – Modello 3A – Metodo di Spencer

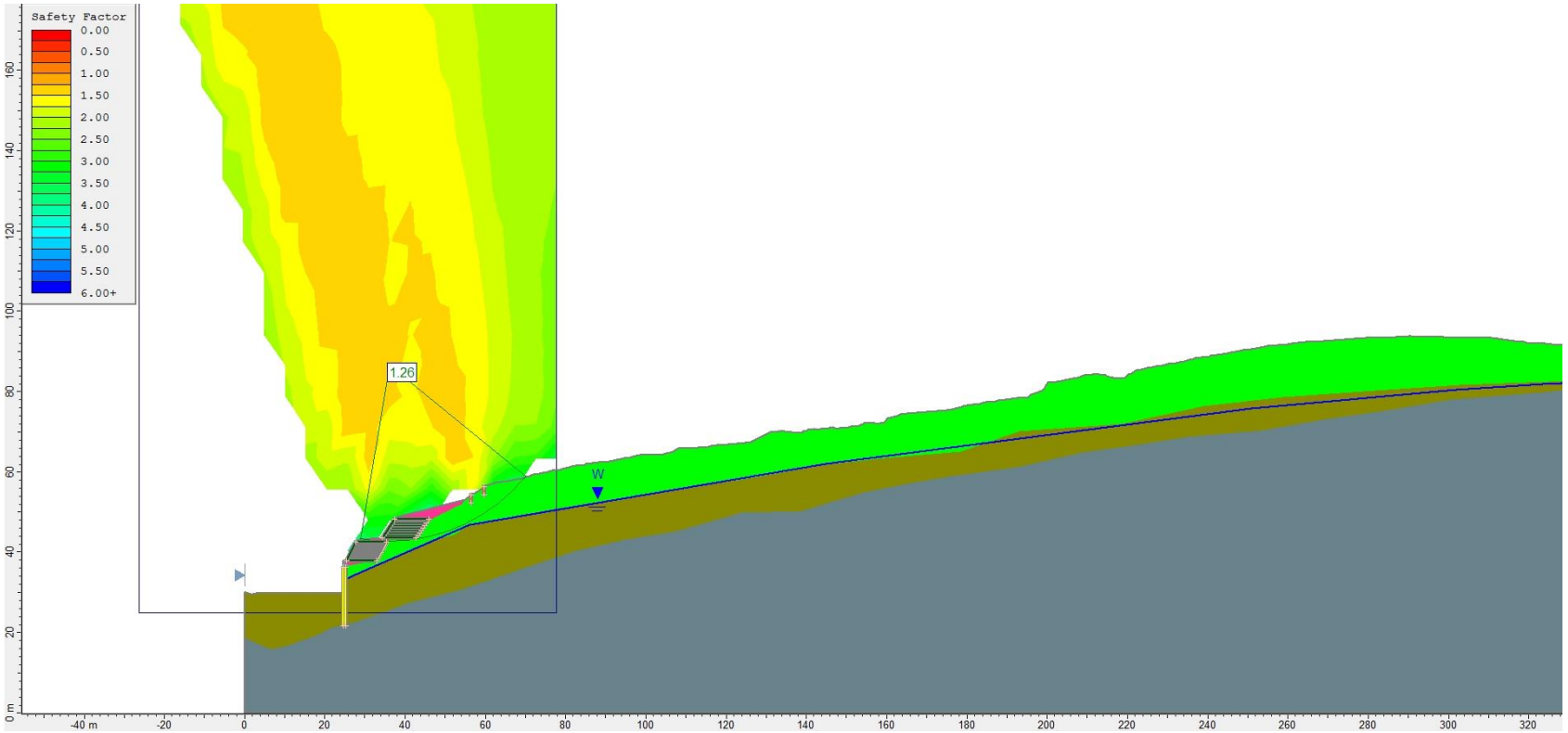


Figura 9.4: Sezione 1-1' – Modello 3B – Metodo di Morgenstern & Price

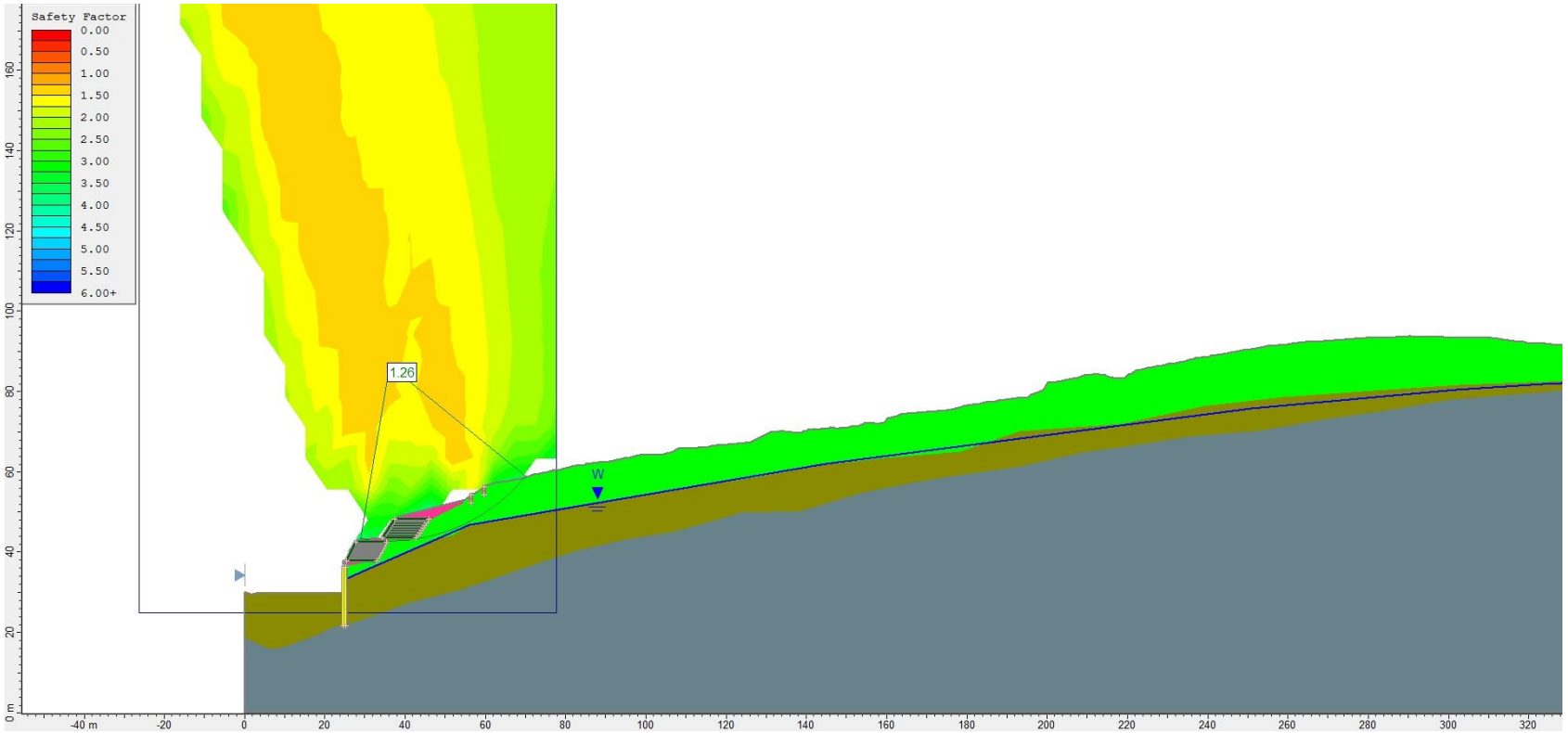


Figura 9.5: Sezione 1-1' – Modello 3B – Metodo di Spencer

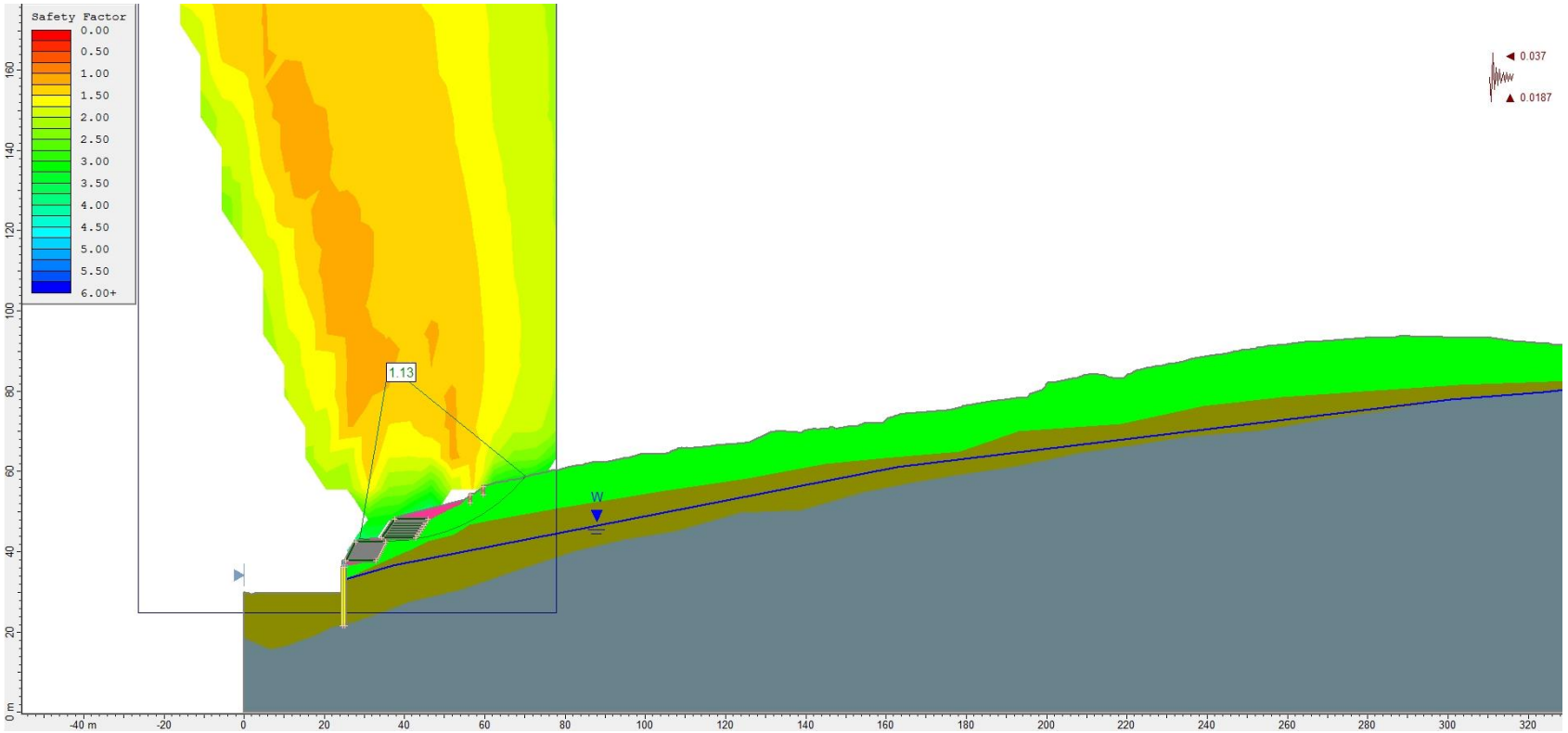


Figura 9.6: Sezione 1-1' – Modello 3C – Metodo di Morgenstern & Price

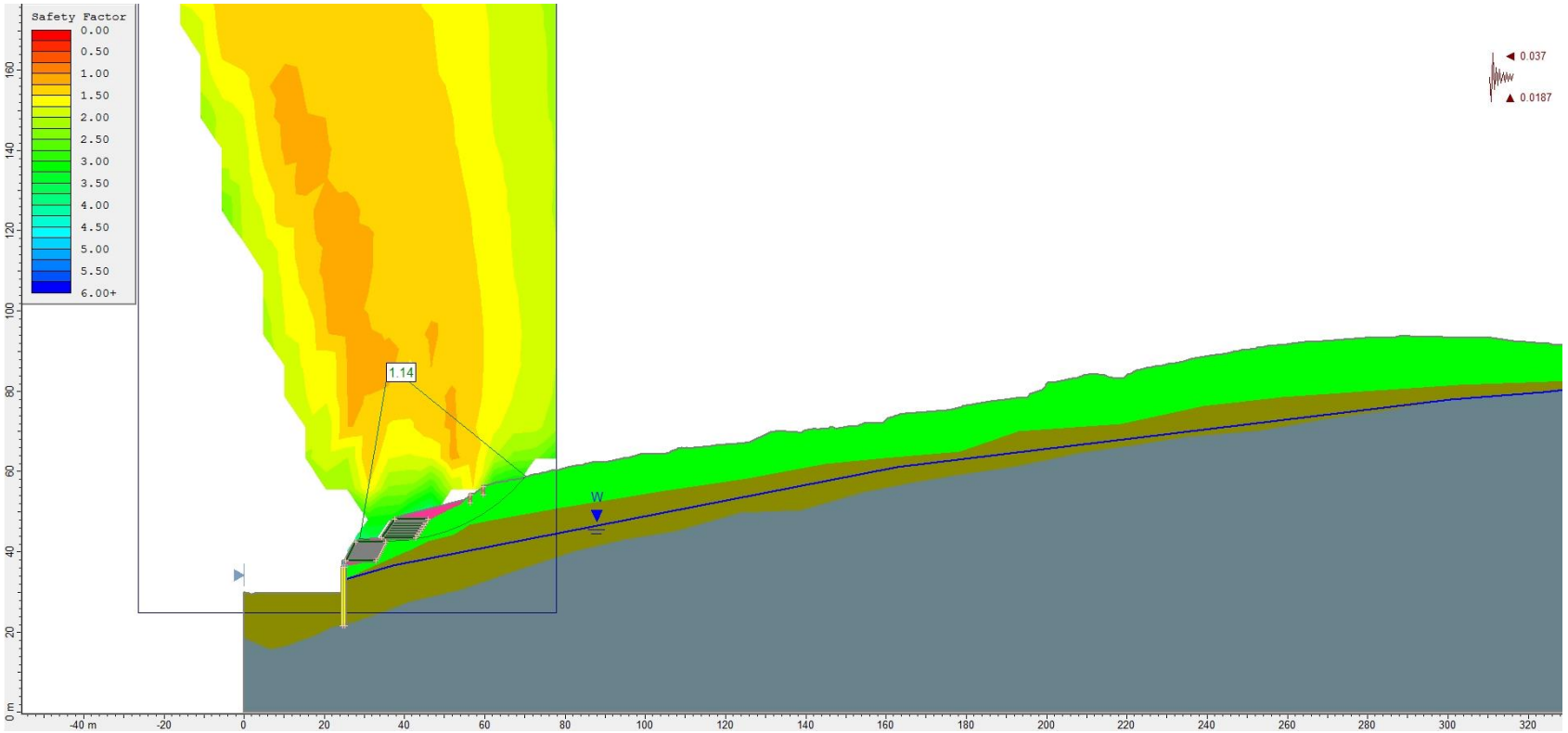


Figura 9.7: Sezione 1-1' – Modello 3C – Metodo di Spencer

9.2 VERIFICA DELLA SOLUZIONE ADOTTATA – SEZIONE 5-5'

Coerentemente con la metodologia esposta nel Paragrafo 6.7, il Modello 3 presentato di seguito per la Sezione 5-5' riporta le analisi di stabilità del pendio tenendo conto delle opere a progetto.

Con riferimento alle potenziali instabilità del tratto di versante oggetto di intervento, il Modello 3 presenta la verifica di stabilità globale nella fase più gravosa, corrispondente allo scavo aperto in corrispondenza dell'imbocco. I risultati della modellazione mostrano, nei diversi scenari analizzati, fattori di sicurezza conformi con i requisiti previsti dalle NTC 2008.

Le analisi di stabilità sono condotte analogamente a quanto descritto per la Sezione 1-1' (vedasi Paragrafo 9).

Si riportano in seguito la sezione di verifica ed i risultati ottenuti per il caso statico e sismico.

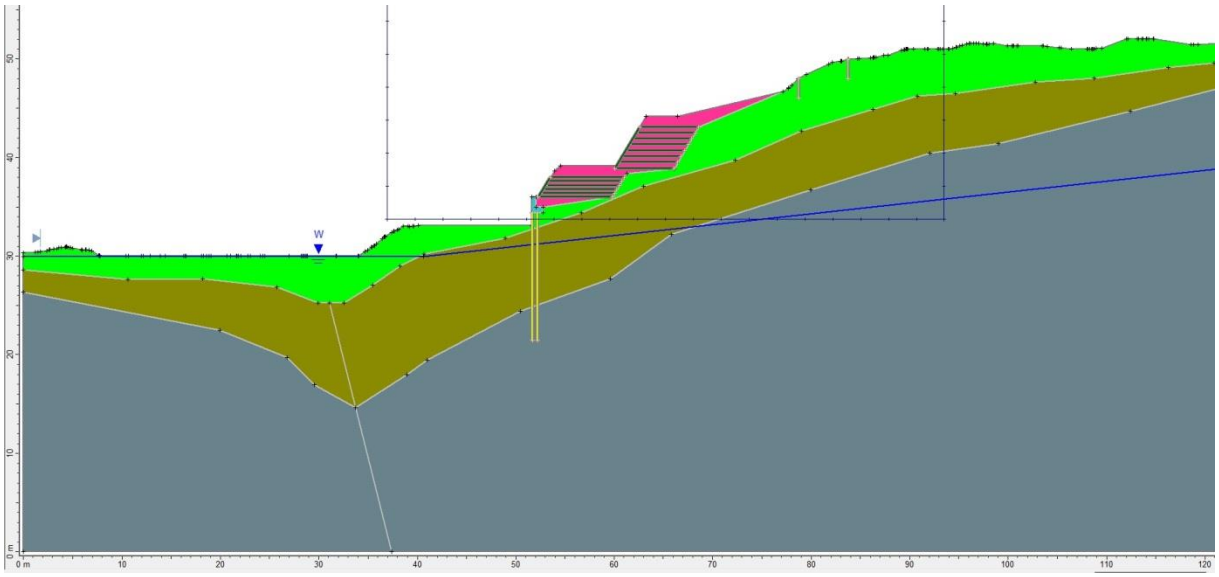


Figura 9.8: Sezione di verifica

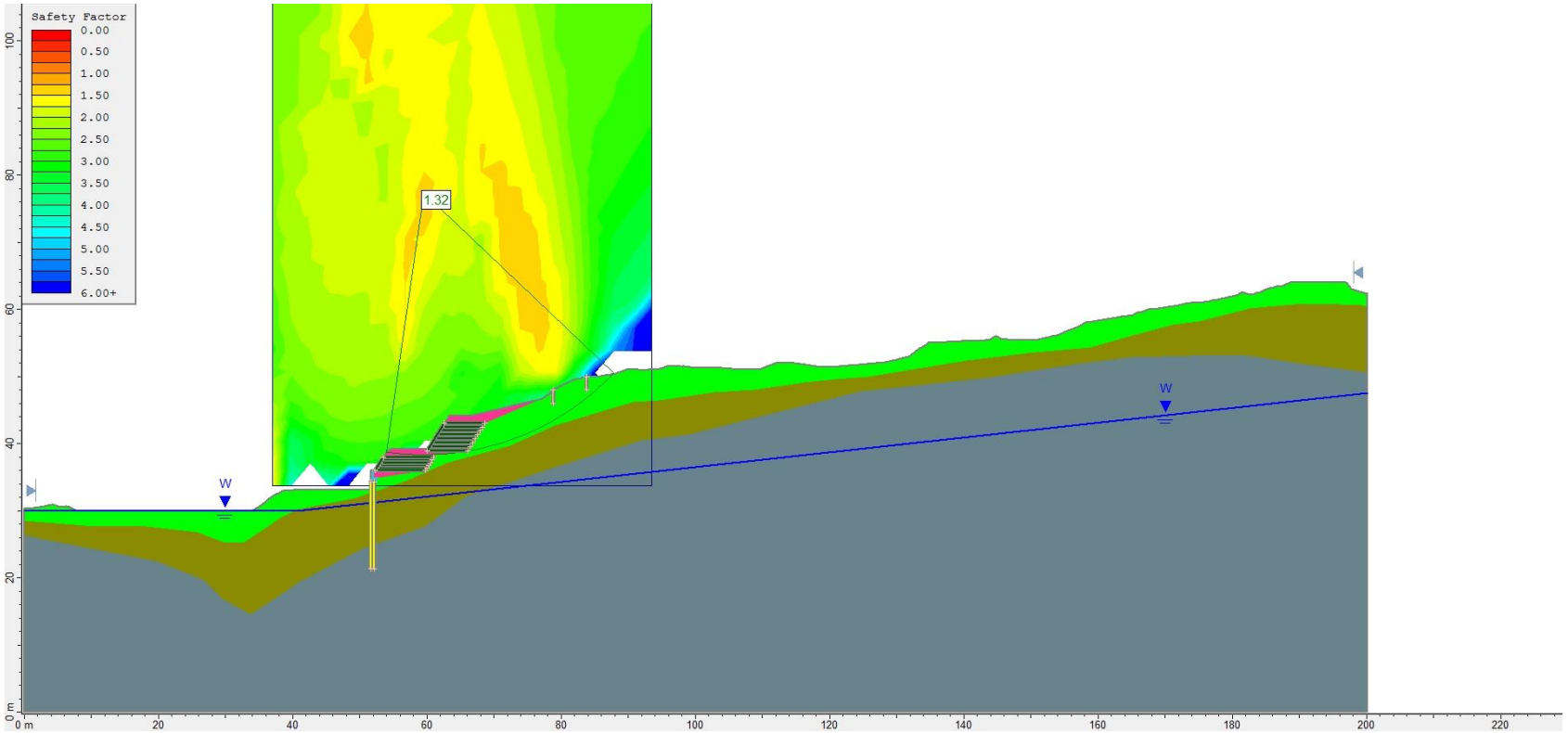


Figura 9.9: Sezione 5-5' – Modello 3A – Metodo di Morgenstern & Price

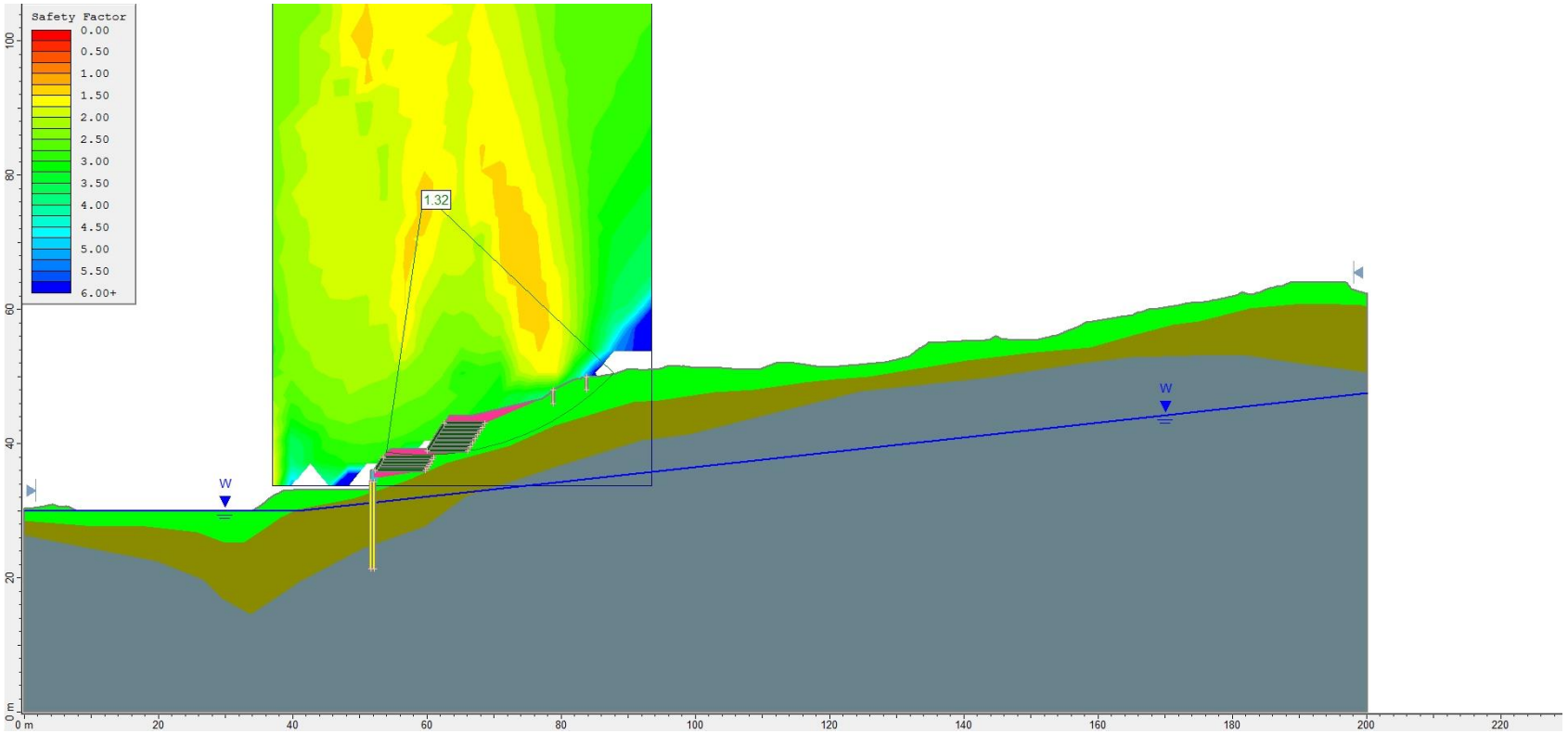


Figura 9.10: Sezione 5-5' – Modello 3A – Metodo di Spencer

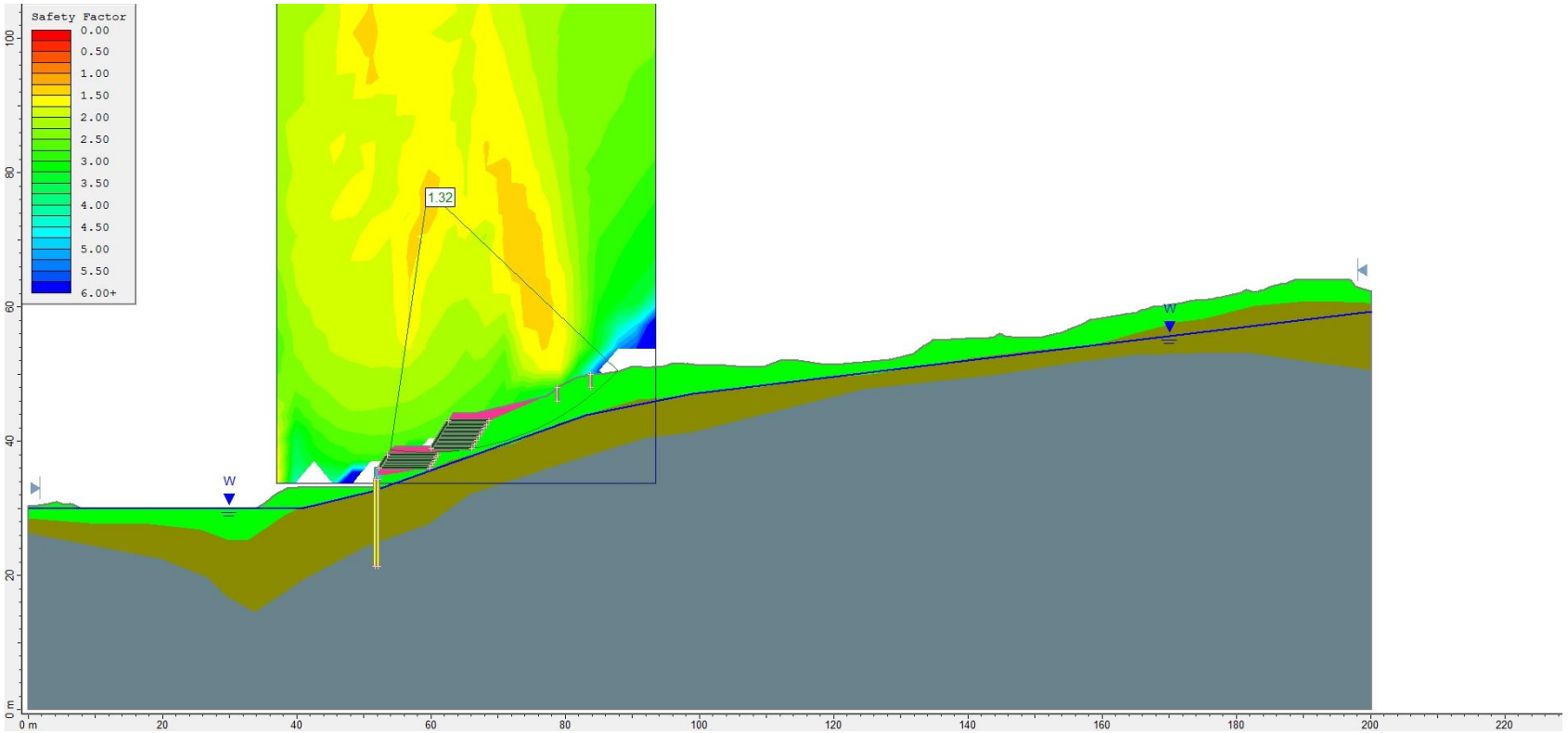


Figura 9.11: Sezione 5-5' – Modello 3B – Metodo di Morgenstern & Price

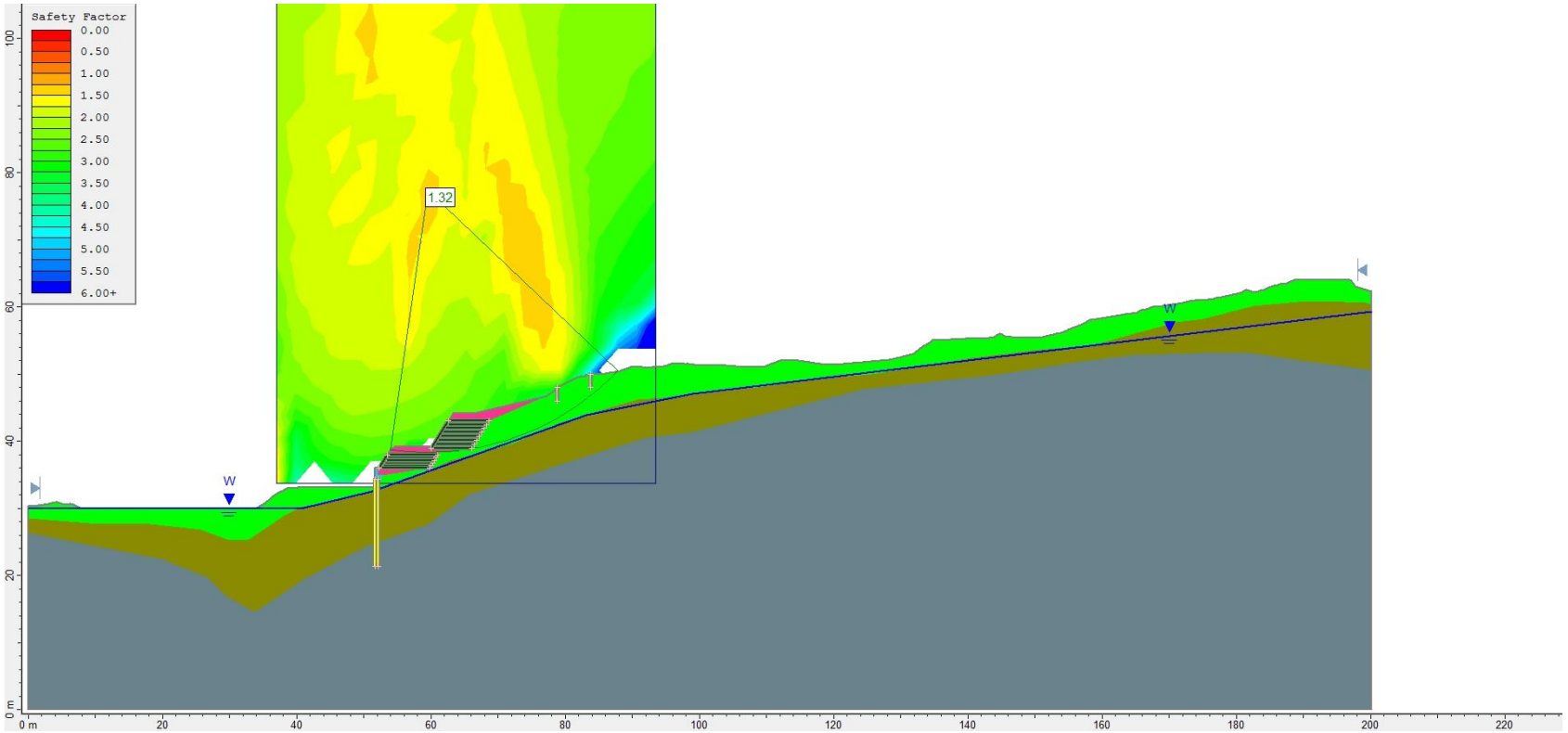


Figura 9.12: Sezione 5-5' – Modello 3B – Metodo di Spencer

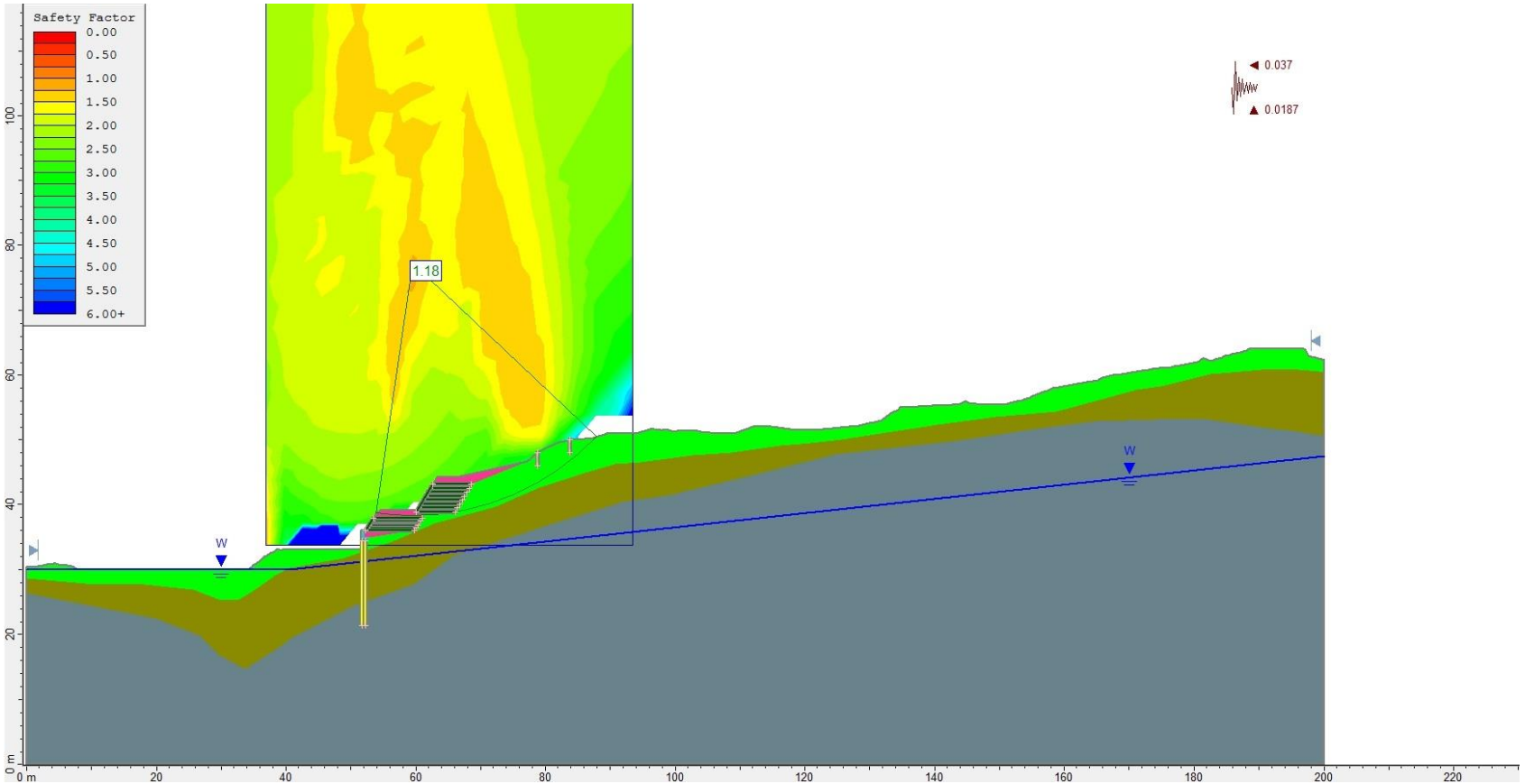


Figura 9.13: Sezione 5-5' – Modello 3C – Metodo di Morgenstern & Price

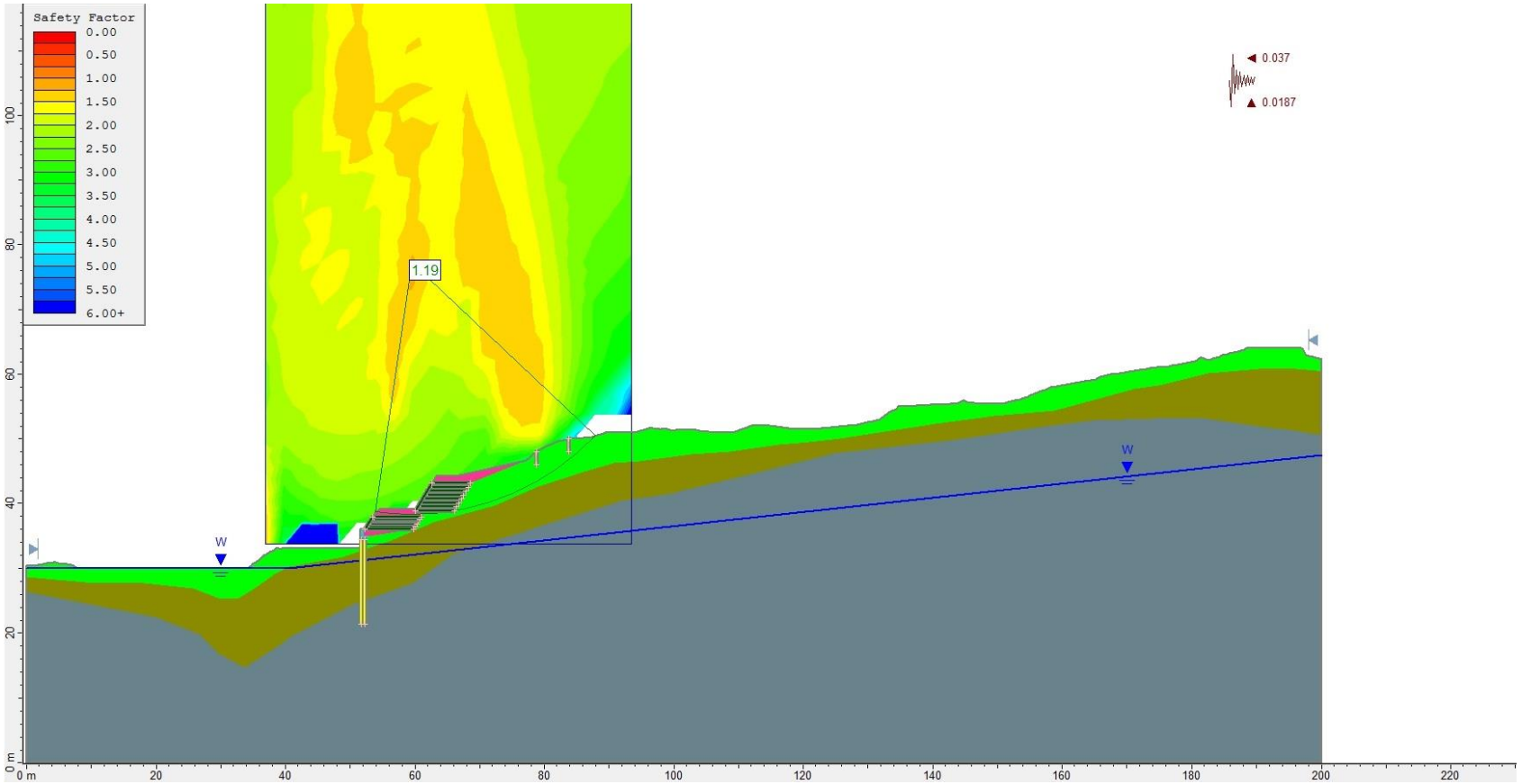


Figura 9.14: Sezione 5-5' – Modello 3C – Metodo di Spencer

10 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE AGLI ELEMENTI FINITI

Le verifiche di stabilità sono state condotte anche con il programma di calcolo Plaxis v.8.

La selezionata per l'analisi è la sez. 5-5', localizzata in prossimità dell'imbocco della galleria dove l'altezza di scavo è maggiore, in quanto la paratia di micropali risulta maggiormente sollecitata.

In Tabella 10.1 viene riportata la sequenza delle fasi di calcolo che sono state sviluppate con il programma già citato per simulare le fasi di lavoro e l'avanzamento dello scavo.

Tabella 10.1: Fasi di analisi

Fase	Identificativo	Descrizione
1	Fase K0	Procedimento interno per la generazione delle pressioni litostatiche originali
2	Realizzazione dei pali	In questa fase viene simulata la realizzazione della paratia di pali
3	Realizzazione dei rilevati in terra rinforzata	In questa fase viene simulata la realizzazione dei rilevati in terra rinforzata
4	1^ fase di scavo	Fase che simula lo scavo fino 0,5 m al di sotto della quota di installazione del primo ordine di tiranti.
5	Installazione del primo tirante.	In questa fase viene simulata l'installazione del primo ordine di tiranti e loro pretensione.
6	2^ fase di scavo	Simulazione di un'uteriore scavo fino a 0,5 m al di sotto della quota di installazione del secondo ordine di tiranti.
7	Installazione del secondo ordine di tiranti	Simulazione dell'installazione del secondo ordine di tiranti e loro pretensione.
8	3^ fase di scavo	Simulazione dello scavo fino a 0,5 m al di sotto della quota di installazione del terzo ordine di tiranti
9	Installazione del terzo ordine di tiranti	Simulazione dela realizzazione del terzo ordine di tiranti e della loro pretensione
10	Fondo scavo	Simulazione della fase finale degli scavi fino alla quota di fondo scavo.
11	Installazione del quarto ordine di tiranti	In questa fase si simula l'istallazione dell'ultimo ordine di tiranti e la loro pretensione.
12	Grado di Sicurezza	Fase di calcolo del Grado di Sicurezza al termine delle operazioni di scavo e di stabilizzazione.

Il calcolo del Grado di Sicurezza viene svolto attraverso la procedura Phi/c reduction, la quale permette di ridurre le caratteristiche di resistenza del terreno fino ad individuare una situazione di collasso del sistema opera-terreno.

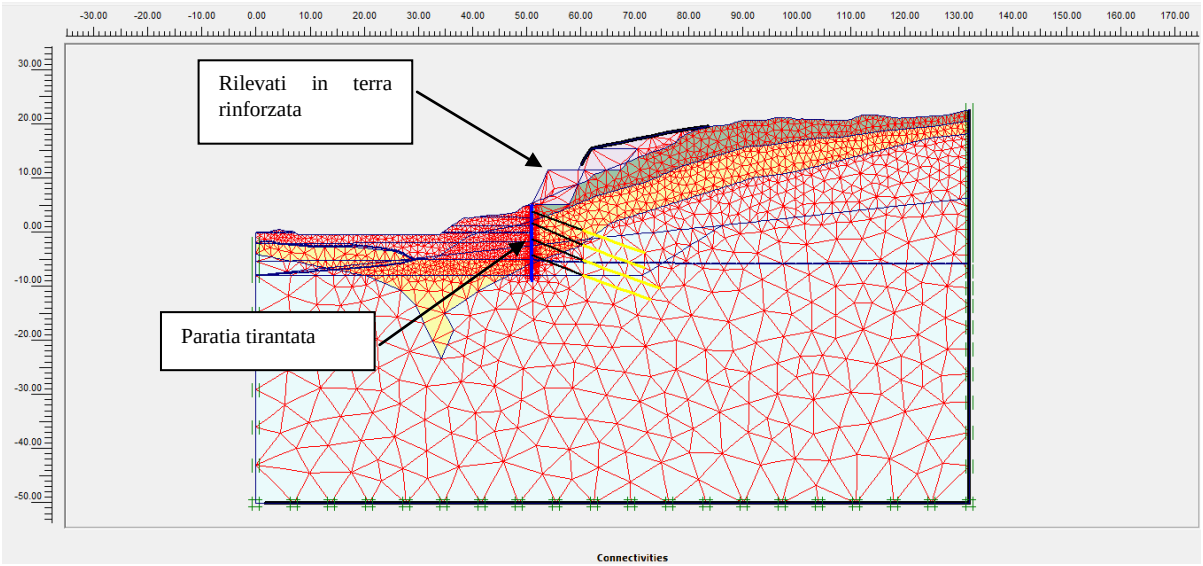


Figura 10.1: Geometria della sezione di calcolo

Nei paragrafi che seguono verranno riportati i principali risultati delle fasi di analisi che sono state sviluppate con il software Plaxis per simulare i lavori necessari alla stabilizzazione dello scavo previsto per realizzare l'imbocco della galleria scolmatrice presso il Torrente San Siro.

10.1 STATO TENSIONALE A RIPOSO

In questo paragrafo si riportano i risultati della fase K0 realizzata a monte delle fasi di scavo e dell'installazione delle opere di sostegno per ricostruire le pressioni litostatiche presenti in sito al momento dell'inizio delle lavorazioni in oggetto. La Figura 10.2 mostra le pressioni litostatiche totali che si sono ottenute.

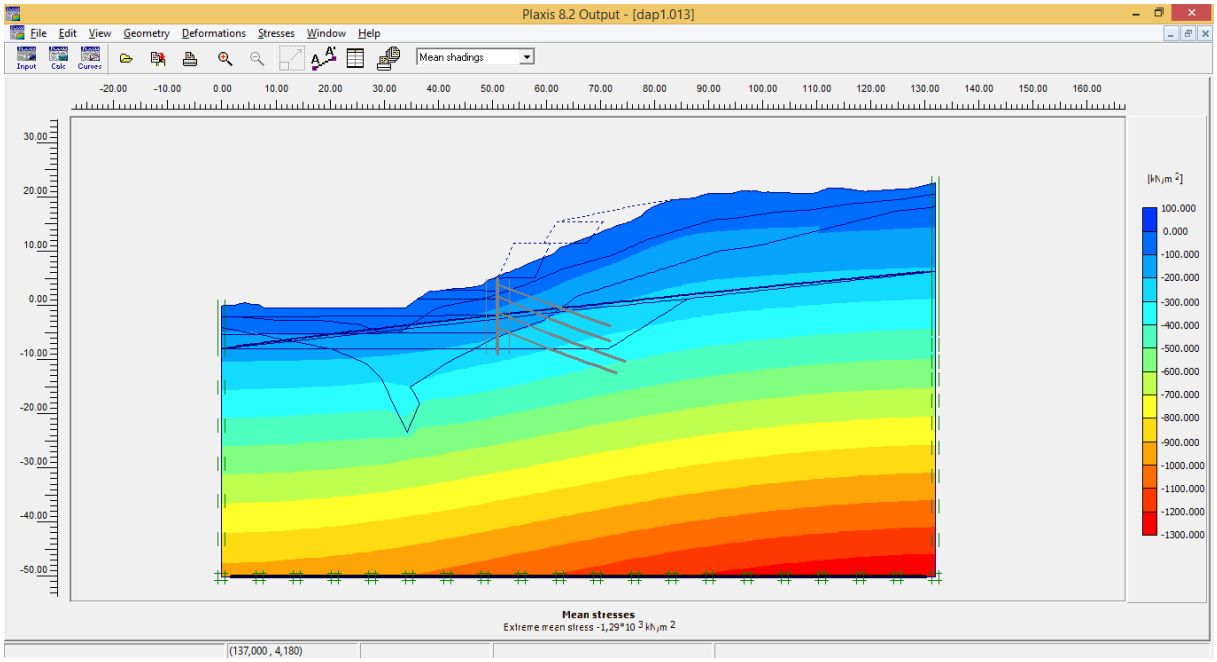


Figura 10.2: Pressioni litostatiche totali della fase k0

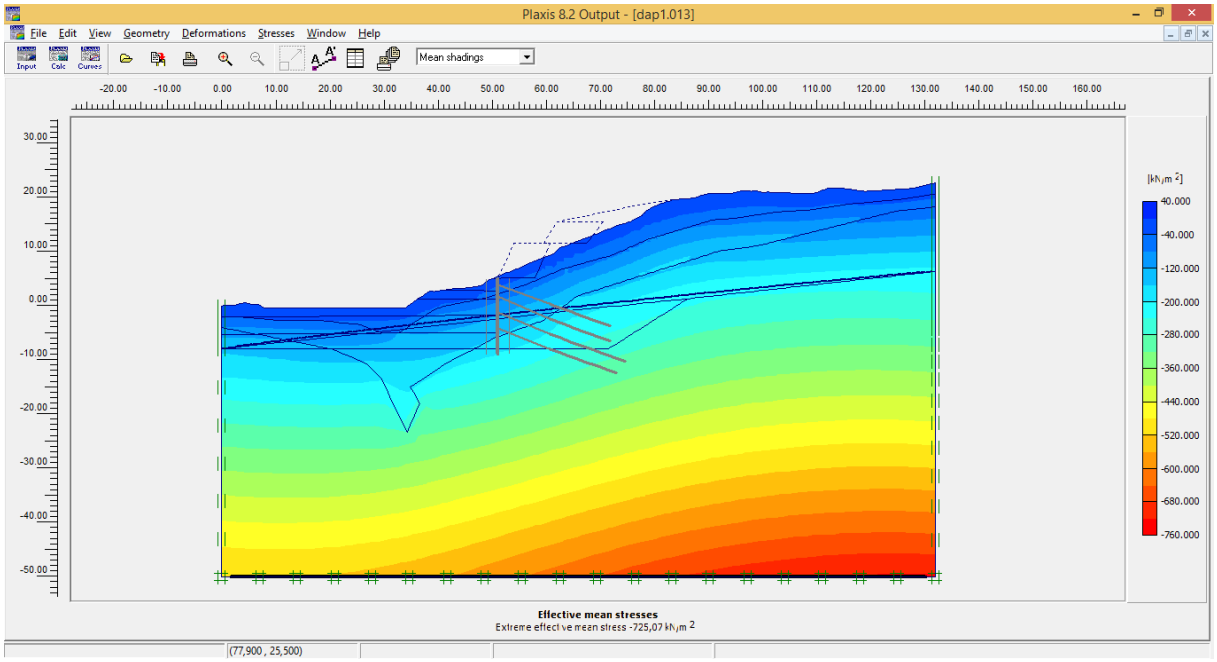


Figura 10.3: Pressioni efficaci della fase k0

10.2 REALIZZAZIONE TERRE RINFORZATE

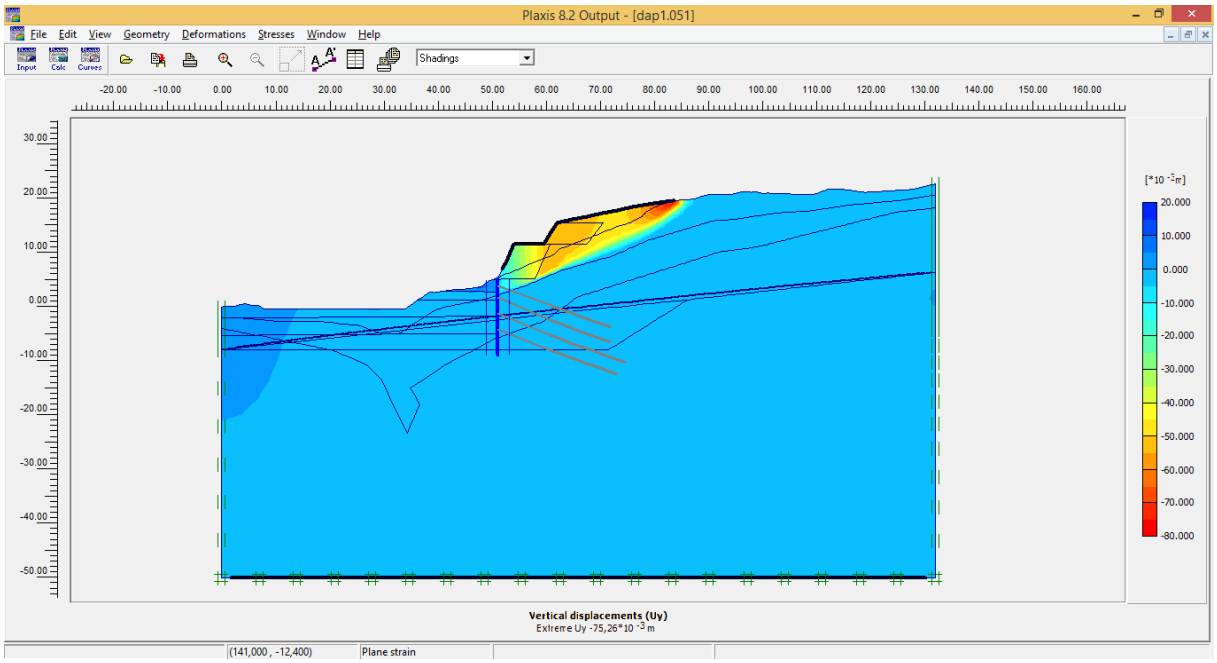


Figura 10.4: Campo di spostamento al termine della realizzazione dei rilevati

10.3 PRIMA FASE DI SCAVO

Questa fase vuole simulare gli effetti dovuti alla prima fase di scavo nei confronti del campo di spostamento.

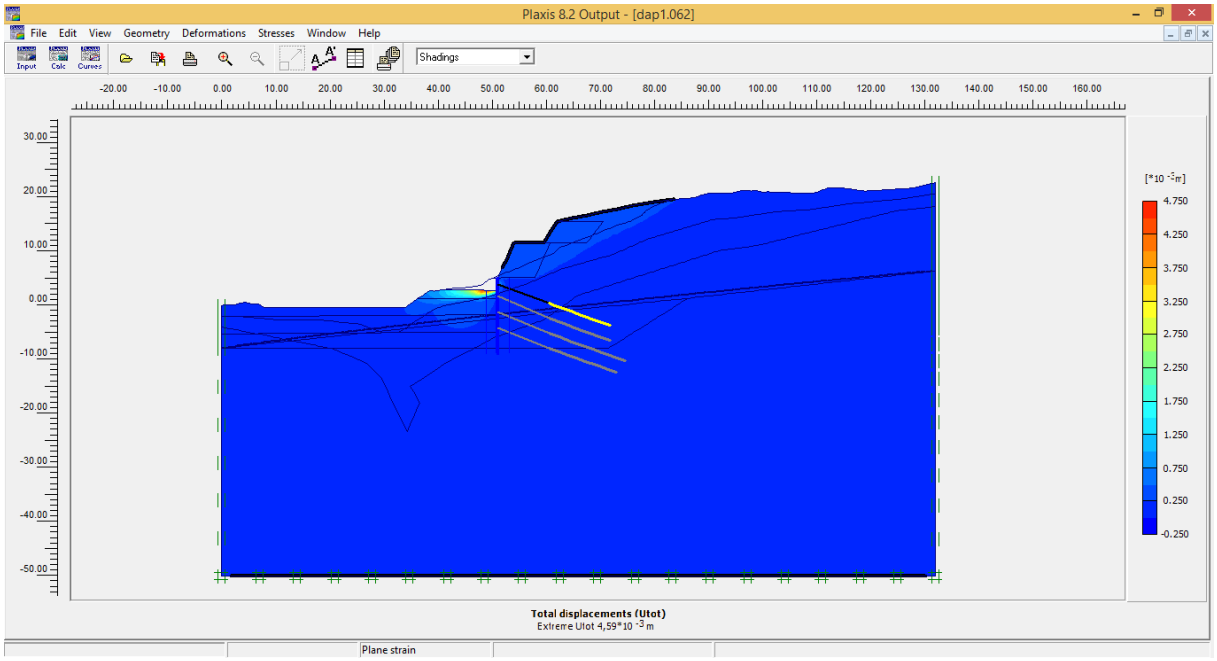


Figura 10.5: Campo di spostamento al termine della prima fase di scavo

10.4 SECONDA FASE DI SCAVO

Questa analisi vuole simulare l'avanzamento dello scavo fino al secondo ordine di tiranti per vedere gli effetti sugli spostamenti totali.

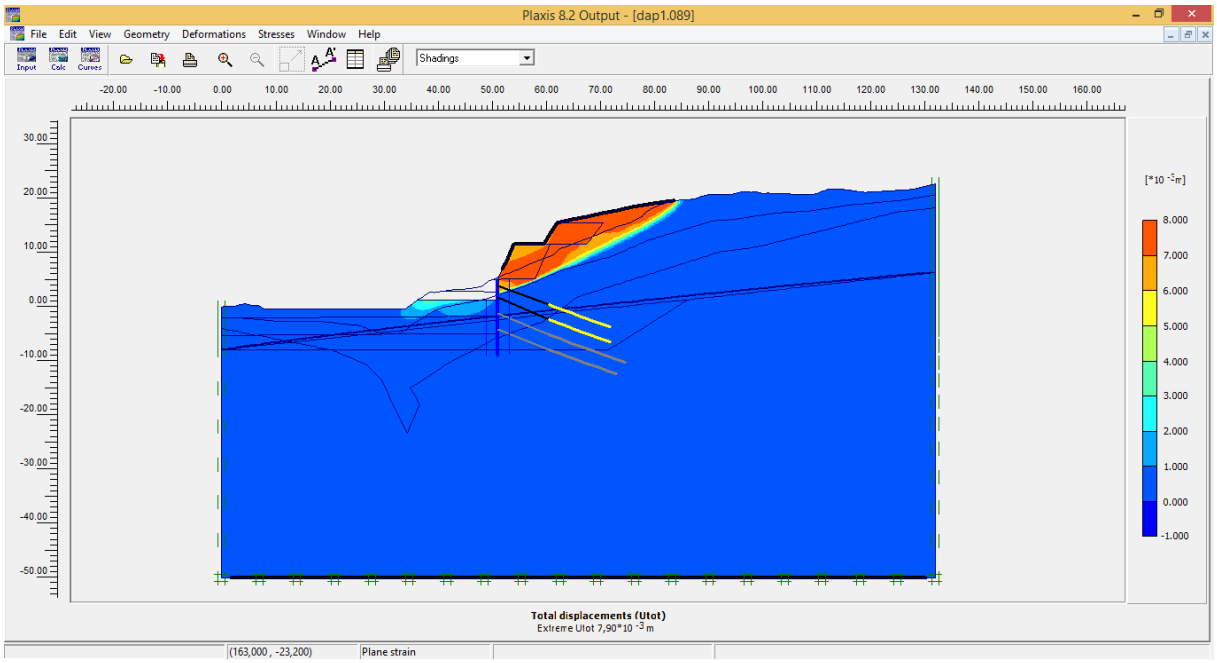


Figura 10.6: Campo di spostamento al termine della seconda fase di scavo

10.5 TERZA FASE DI SCAVO

Questa analisi simula la terza fase di scavo fino alla quota di installazione del terzo ordine di tiranti.

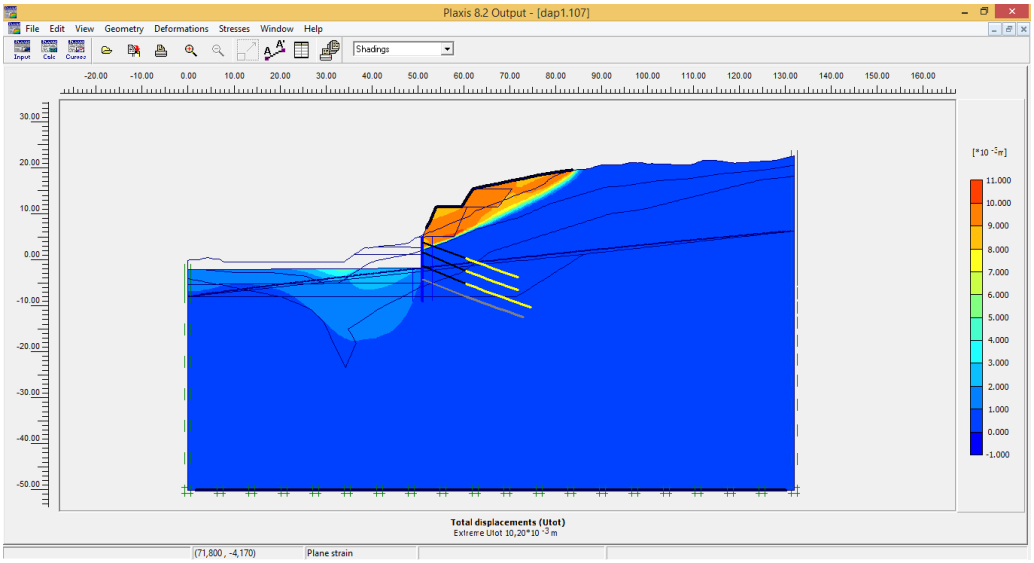


Figura 10.7: Campo di spostamento al termine della terza fase di scavo

10.6 FONDO SCAVO

Con questa fase si simula il raggiungimento della quota di fondo scavo e gli effetti che tali operazioni hanno sul campo di spostamento.

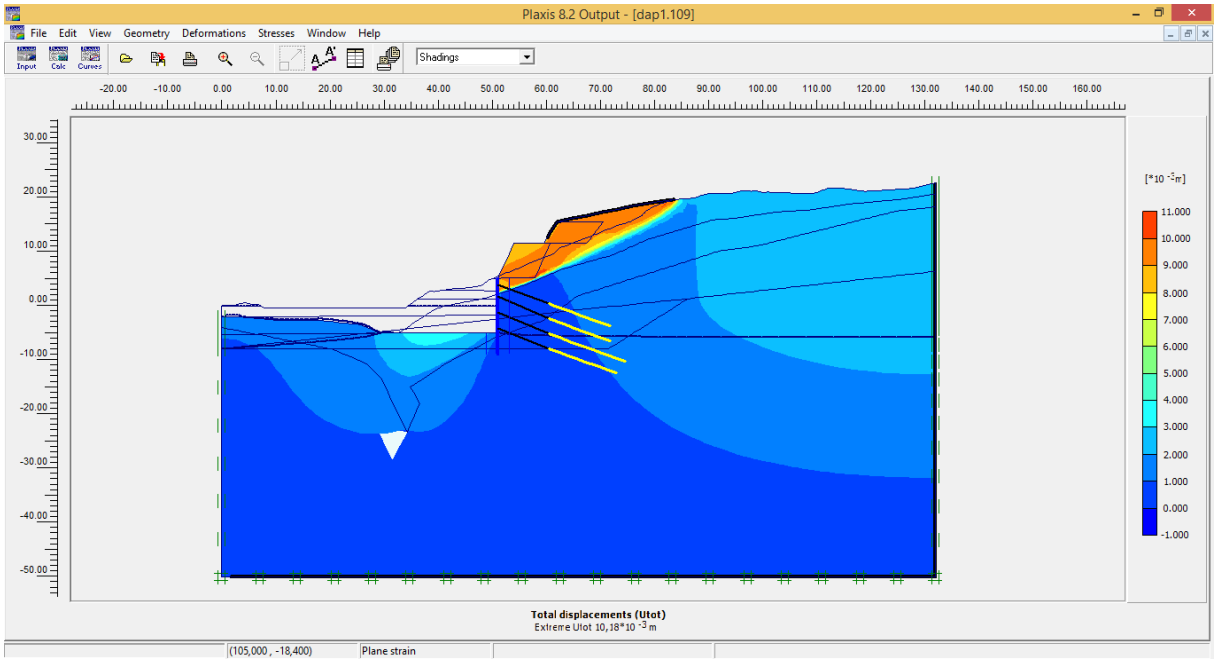


Figura 10.8: Campo di spostamento al termine delle operazioni di scavo

10.7 PHI/C REDUCTION

Questa analisi vuole simulare l'effetto di una progressiva riduzione dei parametri di resistenza dei terreni, con lo scopo di osservare il cinematismo in fase di collasso.

Con tale procedura è possibile individuare il volume di terreno coinvolto dal collasso, e la superficie di rottura creatasi nel terreno.

Il Grado di Sicurezza associato a tale meccanismo di rottura è pari a 1.21 maggiore del limite di 1.1 previsto dalla normativa vigente.

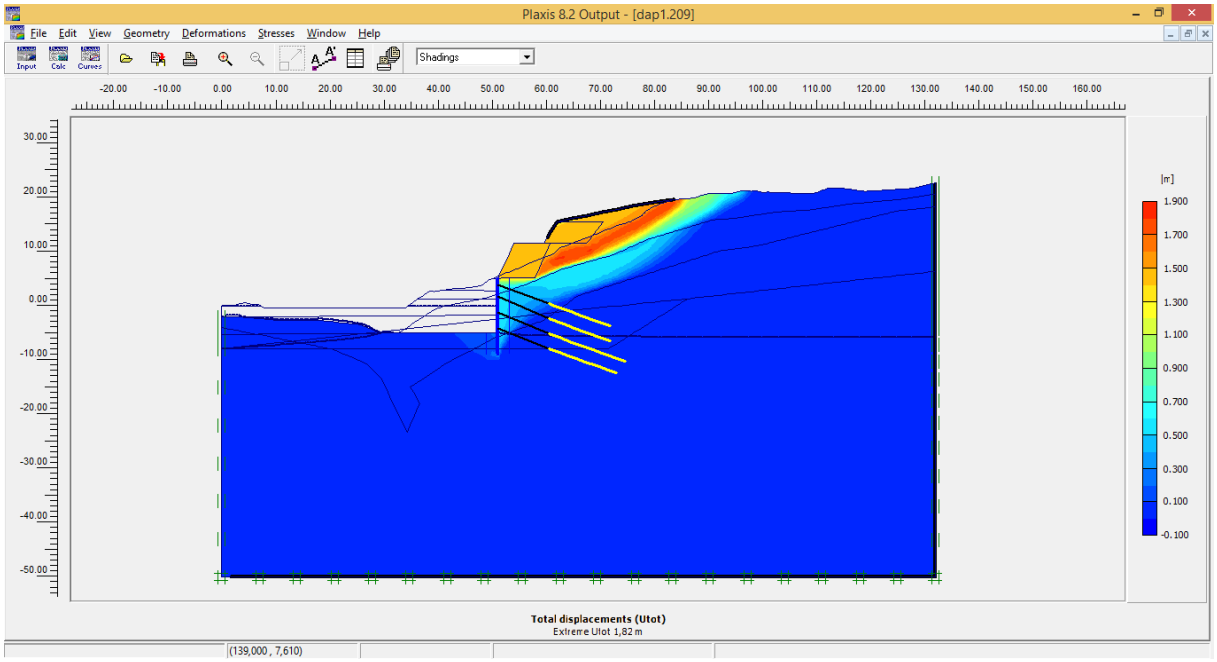


Figura 10.9: Superficie di scorrimento relativa al termine delle operazioni di stabilizzazione

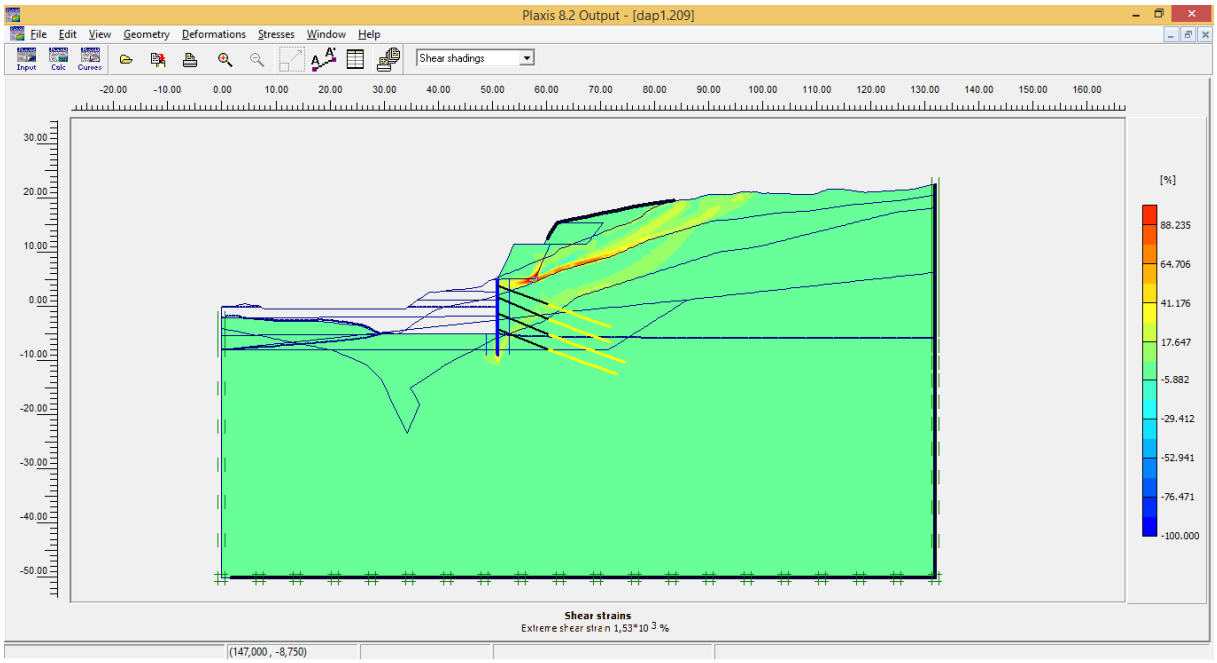


Figura 10.10: Bande di taglio al termine delle operazioni di stabilizzazione

Come si può notare dalle figure sopra riportate la superficie di scorrimento coinvolge solo lo strato più superficiale di terreno, quindi solo i depositi detritico colluviali, nella parte a monte dell'opera di sostegno prevista; una modesta shear band si attiva anche all'interfaccia tra i gruppi geomeccanici 3 e 4.

Le bande di taglio visibili in

Figura 10.10, permettono di individuare il volume coinvolto dal meccanismo di collasso.

10.8 FATTORE DI SICUREZZA

La valutazione del Grado di Sicurezza viene svolta attraverso l'analisi agli elementi finiti condotta tramite il codice di calcolo Plaxis v.8, seguendo la procedura nota con il nome di "Phi-c reduction".

Tale procedura ricerca il Grado di Sicurezza dell'insieme opera-terreno, mediante una procedura iterativa, la quale riduce passo passo i vaori delle resistenze del terreno, coesione ed angolo di taglio, arrestandosi nell'istante di nascita di una situazione di collasso. Il collasso può avvenire per il raggiungimento del criterio di rottura negli elementi di terreno o per raggiungimento delle condizioni di rottura in qualche elemento strutturale, che in questo caso sono i pali e i tiranti.

Il Grado di Sicurezza deve essere valutato facendo riferimento all'approccio GEO (A2+M2+R2) ed è definito formalmente dal rapporto fra la resistenza del terreno dell'analisi e la massima tensione tangenziale mobilitata al momento del collasso.

$$GS = \frac{\tau_{iniziale}}{\tau_{collasso}}$$

La Figura 10.11 mostra il Grado di Sicurezza ottenuto.

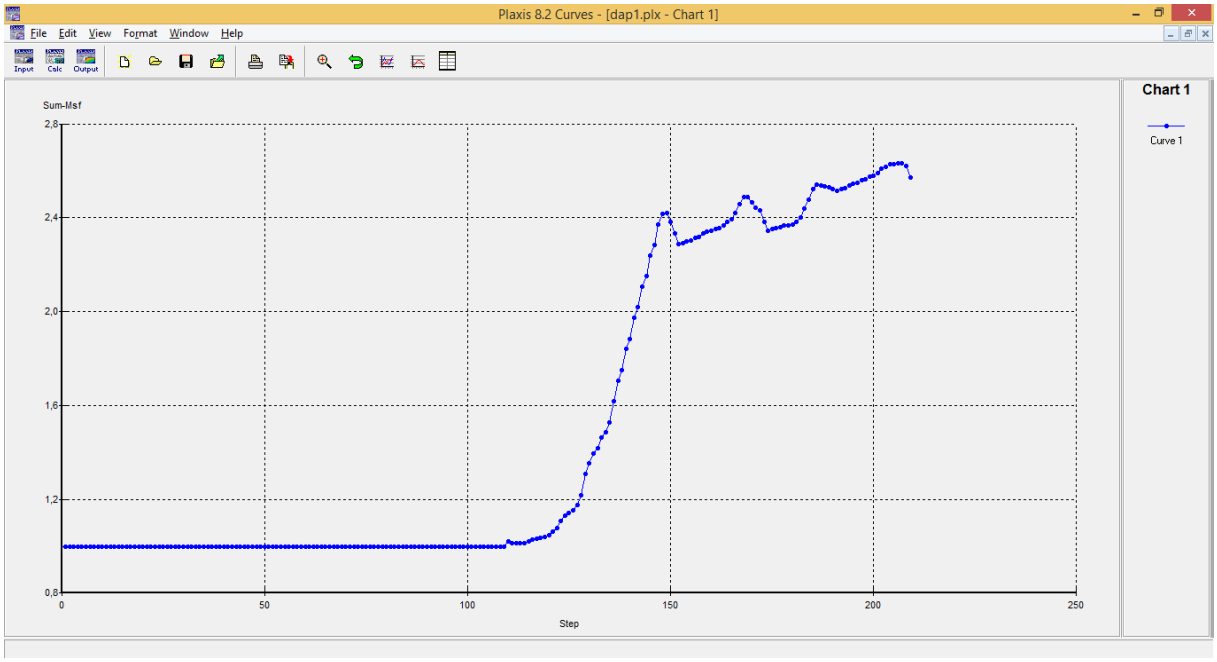


Figura 10.11: Grado di Sicurezza al termine delle lavorazioni

Come si vede dal grafico si raggiunge un Grado di Sicurezza di 2.57 maggiore del limite dettato dalla normativa di 1.1.

10.9 STATO TENSO-DEFORMATIVO SULLA PARATIA DI PALI

Dall'analisi agli elementi finiti è stato possibile ricavare lo stato tensionale sulla paratia di pali. Le verifiche di resistenza sui pali devono essere svolte con la combinazione STR (A1+M1+R1), per cui si sono considerati i risultati ottenuti dal modello sviluppato con tale approccio.

Per quanto riguarda gli spostamenti massimi sulla paratia, dall'analisi agli elementi finiti si evince che sulla paratia si hanno degli spostamenti di circa 3,8 mm. La distribuzione delle sollecitazioni e degli spostamenti sui pali sono riportate nelle figure sottostanti.

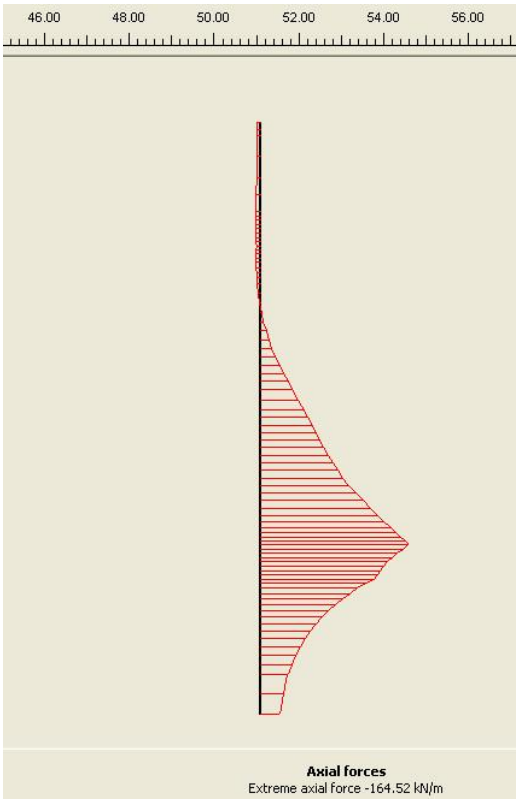


Figura 10.12: Sforzo assiale sulla paratia

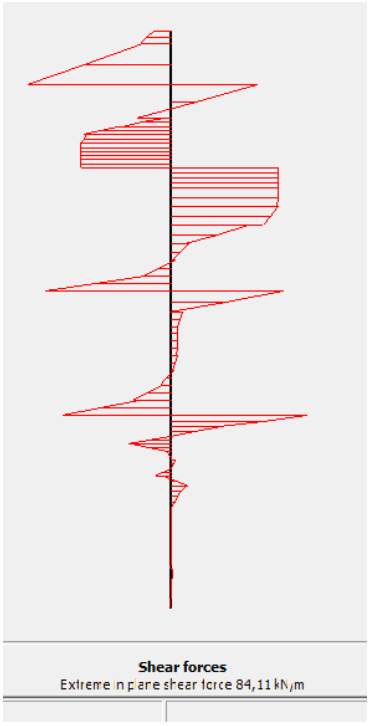


Figura 10.13: Sforzo di taglio della paratia

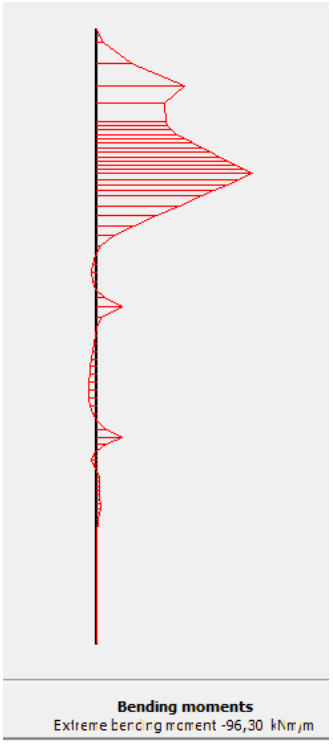


Figura 10.14: momento flettente sulla paratia

11 VERIFICA DELLE TERRE RINFORZATE

Alla luce della metodologia di calcolo illustrate nel Capitolo 6, il presente capitolo riporta le verifiche di stabilità esterna (salve le verifiche di stabilità globali, per le quali si rimanda al Capitolo 9) ed interna delle opere di sostegno in terra rinforzata adottate per la messa in sicurezza della porzione di versante interessata dalle opere di imbocco.

11.1 VERIFICA DI STABILITA' AL RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CAPACITA' PORTANTE

È considerato un blocco di terreno reagente di altezza pari all'altezza del rilevato e di spessore pari alla lunghezza delle geogriglie in testa e al piede.

Si assume la lunghezza delle geogriglie relativa al caso in esame (si faccia riferimento alla Tabella 11.1), costante lungo tutto lo sviluppo dell'opera e si applicano i coefficienti amplificativi delle azioni e riduttivi dei parametri geotecnici previsti dalla normativa per l'Approccio 2.

Relativamente al livello 1, si considerano il carico variabile ascrivibile alla viabilità soprastante, pari a 10 kPa ed il carico dovuto alla presenza del livello 2 (a monte) di terra rinforzata. Conseguentemente al fatto che i due livelli di terre rinforzate non superano l'altezza complessiva di circa 9 m, si osserva che il sovraccarico dovuto alla presenza del livello di monte risulta minimo in corrispondenza della massima altezza del livello 1.

Dal punto di vista stratigrafico si considera un terreno di riempimento con le caratteristiche riportate nel paragrafo 8.2.1.

Per le verifiche esterne, con riferimento al cuneo di spinta si considerano cautelativamente i parametri caratteristici dell'unità geotecnica A, i cui parametri geotecnici sono i seguenti (si veda Tabella 5.2):

- Angolo di attrito: $\varphi = 22°$;
- Peso unità di volume: $\gamma = 20.\ kN/m^3$;
- Coesione: $c' = 0$ kPa;
- Angolo di attrito terreno-rinforzo: $\delta = 15°$;

Per le verifiche interne si fa invece riferimento ai parametri geotecnici del terreno di riempimento riportati nel paragrafo 8.2.1.

L'inclinazione del paramento esterno, equivalente per entrambi i livelli di terre rinforzate, è pari a 65°.

In primo luogo si calcolano le spinte del terreno e l'incremento di spinta dovuto al sovraccarico; si calcola inoltre il peso del blocco equivalente di terreno.

Si eseguono le verifiche di ribaltamento, capacità portante, scorrimento e il calcolo dell'eccentricità in accordo alla metodologia descritta nel precedente Capitolo 6.8.

Si riportano in seguito i risultati delle verifiche sopra descritte, eseguite in condizioni statiche e sismiche.

VERIFICHE GEOTECNICHE - (Approccio 2 N.T.C. 2008 - A1M1R3)

CONDIZIONI STATICHE

Dati

H	6.9	m
L	7.5	m
β	0	°
h	6.90	m
δ	14	°
θ (batter inclination)	115	°
ϕriempimento	35	°
ϕfondazione	22	°
ϕterreno-rinforzo	35	°
c_riempimento	0	kPa
c_fondazione	0	kPa
γriempimento	19	kN/m^3
γrinforzo	19	kN/m^3
Foundation (rock or soil)	soil	
Sovraccarico	25	kPa
Ka	0.257	-
Spinta terreno Totale	116.35	kN/m
Spinta terreno orizzontale	112.89	kN/m
Spinta terreno verticale	28.15	kN/m
Peso terreno	772.34	kN/m
Peso aggiuntivo terreno	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico totale	44.37	kN/m
Spinta sovraccarico orizzontale	43.06	kN/m
Spinta sovraccarico verticale	10.74	kN/m
Peso sovraccarico per Q portante	172.5	kN/m

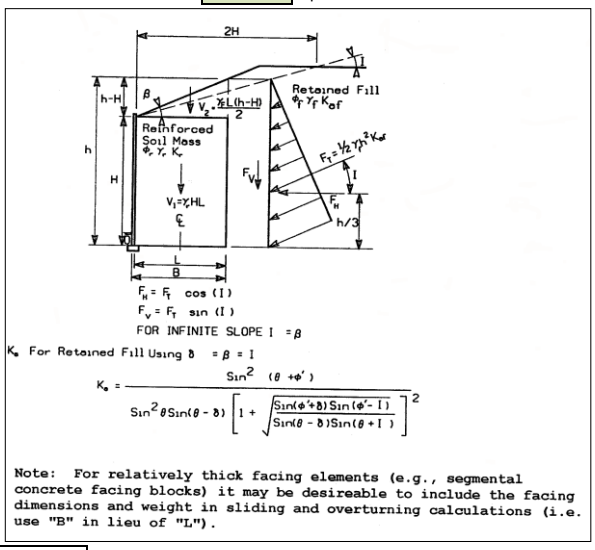
Fattori di capacità portante

Nc	16.88
Nγ	7.13
Nq	7.82
iq	0.74
ic	0.70
iγ	0.63

Fattori di carico (NTC 2008)

Strenght I	max	min
Perm. Sfav	1.3	1
Perm. Fav.	1	1
Variabili	1.5	1

Input



Ribaltamento

e:	0.47 m	Mrib:	560.3635 kNm
Verifica e <L/4:	Superata	Msta:	3042.089 kNm
σv:	165.31 kPa	FS:	5.43 > 1.1

Scorrimento

Pscorrimento:	211.34 kN/m
Presistente:	327.76 kN/m
PR/PS:	1.55 > 1.1
Verifica scorrimento:	Superata

Capacità portante

qR:	281.3596 kPa
σv/qR:	1.70 > 1.4
Verifica capacità portante:	Superata

Figura 11.1: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 1 H 6.9 m – Condizioni Statiche

VERIFICHE GEOTECNICHE - (Approccio 2 N.T.C. 2008 - A1M1R3)

CONDIZIONI SISMICHE

Dati

H	6.9	m
L	7.5	m
β	0	°
h	6.90	m
δ	14	°
θ (batter inclination)	115	°
ϕriempimento	35	°
ϕfondazione	22	°
ϕterreno-rinforzo	35	°
c_riempimento	0	kPa
c_fondazione	0	kPa
γriempimento	19	kN/m^3
γrinforzo	19	kN/m^3
Foundation (rock or soil)	soil	
Sovraccarico	18.5	kPa
Ka	0.294	- Mon. - Okabe
Spinta terreno Totale	132.97	kN/m
Spinta terreno orizzontale	129.02	kN/m
Spinta terreno verticale	32.17	kN/m
Peso terreno	772.34	kN/m
Peso aggiuntivo terreno	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico totale	37.53	kN/m
Spinta sovraccarico orizzontale	36.41	kN/m
Spinta sovraccarico verticale	9.08	kN/m
Peso sovraccarico per Q portante	127.65	kN/m

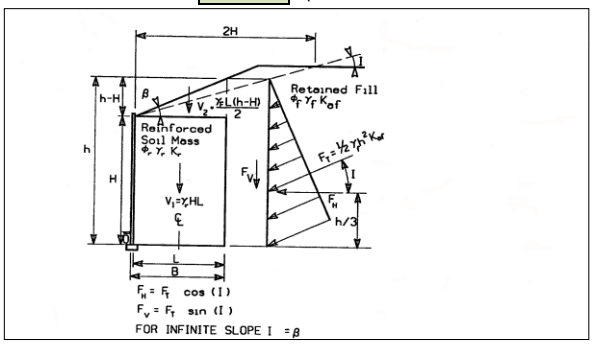
Fattori di capacità portante

Nc	16.88
Nγ	7.13
Nq	7.82
iq	0.70
ic	0.66
iγ	0.59

Fattori di carico (NTC 2008)

Strenght I	max	min
Perm. Sfav	1	1
Perm. Fav.	1	1
Variabili	1	1

Input



Ribaltamento

e:	0.33 m	Mrib:	422.3865 kNm
Verifica e <L/4:	Superata	Msta:	3050.962 kNm
σv:	137.57 kPa	FS:	7.22 > 1.1

Scorrimento

Pscorrimento:	165.44 kN/m
Presistente:	328.71 kN/m
PR/PS:	1.99 > 1.1
Verifica scorrimento:	Superata

Capacità portante

qR:	274.2321 kPa
σv/qR:	1.99 > 1.4
Verifica capacità portante:	Superata

Figura 11.2: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 1 H 6.9 m – Condizioni Sismiche

VERIFICHE GEOTECNICHE - (Approccio 2 N.T.C. 2008 - A1M1R3)

CONDIZIONI STATICHE

Dati

H	4.5	m
L	6.5	m
β	0	°
h	4.50	m
δ	14	°
θ (batter inclination)	115	°
ϕriempimento	35	°
ϕfondazione	22	°
ϕterreno-rinforzo	35	°
c_riempimento	0	kPa
c_fondazione	0	kPa
γriempimento	19	kN/m^3
γrinforzo	19	kN/m^3
Foundation (rock or soil)	soil	
Sovraccarico	70	kPa
Ka	0.257	-
Spinta terreno Totale	49.49	kN/m
Spinta terreno orizzontale	48.02	kN/m
Spinta terreno verticale	11.97	kN/m
Peso terreno	466.04	kN/m
Peso aggiuntivo terreno	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico totale	81.03	kN/m
Spinta sovraccarico orizzontale	78.62	kN/m
Spinta sovraccarico verticale	19.60	kN/m
Peso sovraccarico per Q portante	315	kN/m

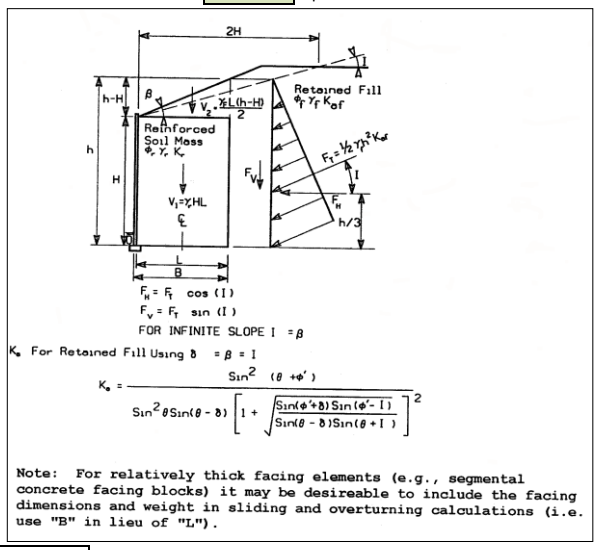
Fattori di capacità portante

Nc	16.88
Nγ	7.13
Nq	7.82
iq	0.81
ic	0.78
iγ	0.73

Fattori di carico (NTC 2008)

Strenght I	max	min
Perm. Sfav	1.3	1
Perm. Fav.	1	1
Variabili	1.5	1

Input



Ribaltamento

e:	0.49 m	Mrib:	358.9882 kNm
Verifica e <L/4:	Superata	Msta:	1617.262 kNm
σv:	178.28 kPa	FS:	4.51 > 1.1

Scorrimento

Pscorrimento:	180.36 kN/m
Presistente:	201.05 kN/m
PR/PS:	1.11 > 1.1
Verifica scorrimento:	Superata

Capacità portante

qR:	271.9122 kPa
σv/qR:	1.53 > 1.4
Verifica capacità portante:	Superata

Figura 11.3: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 1 H 4.5 m – Condizioni Statiche

VERIFICHE GEOTECNICHE - (Approccio 2 N.T.C. 2008 - A1M1R3)

CONDIZIONI SISMICHE

Dati

H	4.5	m
L	6.5	m
β	0	°
h	4.50	m
δ	14	°
θ (batter inclination)	115	°
ϕriempimento	35	°
ϕfondazione	22	°
ϕterreno-rinforzo	35	°
c_riempimento	0	kPa
c_fondazione	0	kPa
γriempimento	19	kN/m^3
γrinforzo	19	kN/m^3
Foundation (rock or soil)	soil	
Sovraccarico	63.5	kPa
Ka	0.294	- Mon. - Okabe
Spinta terreno Totale	56.50	kN/m
Spinta terreno orizzontale	54.82	kN/m
Spinta terreno verticale	13.67	kN/m
Peso terreno	466.04	kN/m
Peso aggiuntivo terreno	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico totale	83.92	kN/m
Spinta sovraccarico orizzontale	81.43	kN/m
Spinta sovraccarico verticale	20.30	kN/m
Peso sovraccarico per Q portante	285.75	kN/m

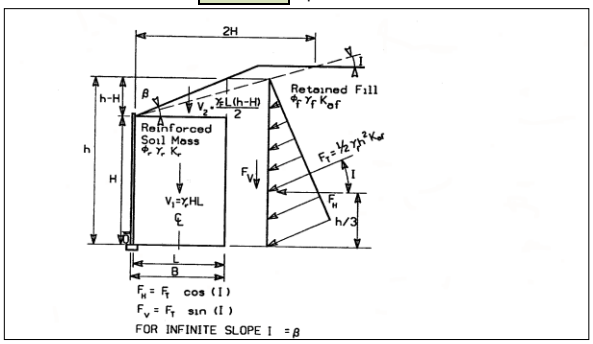
Fattori di capacità portante

Nc	16.88
Nγ	7.13
Nq	7.82
iq	0.78
ic	0.75
iγ	0.69

Fattori di carico (NTC 2008)

Strenght I	max	min
Perm. Sfav	1	1
Perm. Fav.	1	1
Variabili	1	1

Input



Ribaltamento

e:	0.31 m	Mrib:	265.455 kNm
Verifica e <L/4:	Superata	Msta:	1625.052 kNm
σv:	133.64 kPa	FS:	6.12 > 1.1

Scorrimento

Pscorrimento:	136.25 kN/m
Presistente:	202.02 kN/m
PR/PS:	1.48 > 1.1
Verifica scorrimento:	Superata

Capacità portante

qR:	276.6556 kPa
σv/qR:	2.07 > 1.4
Verifica capacità portante:	Superata

Figura 11.4: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 1 H 4.5 m – Condizioni Sismiche

VERIFICHE GEOTECNICHE - (Approccio 2 N.T.C. 2008 - A1M1R3)

CONDIZIONI STATICHE

Dati

H	7	m
L	8.5	m
β	14	°
h	9.12	m
δ	14	°
θ (batter inclination)	115	°
ϕriempimento	35	°
ϕfondazione	22	°
ϕterreno-rinforzo	35	°
c_riempimento	0	kPa
c_fondazione	0	kPa
γriempimento	19	kN/m^3
γrinforzo	19	kN/m^3
Foundation (rock or soil)	soil	
Sovraccarico	0	kPa
Ka	0.327	-
Spinta terreno Totale	258.62	kN/m
Spinta terreno orizzontale	250.94	kN/m
Spinta terreno verticale	62.57	kN/m
Peso terreno	913.43	kN/m
Peso aggiuntivo terreno	171.13	kN/m
Spinta sovraccarico totale	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico orizzontale	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico verticale	0.00	kN/m
Peso sovraccarico per Q portante	0.00	kN/m

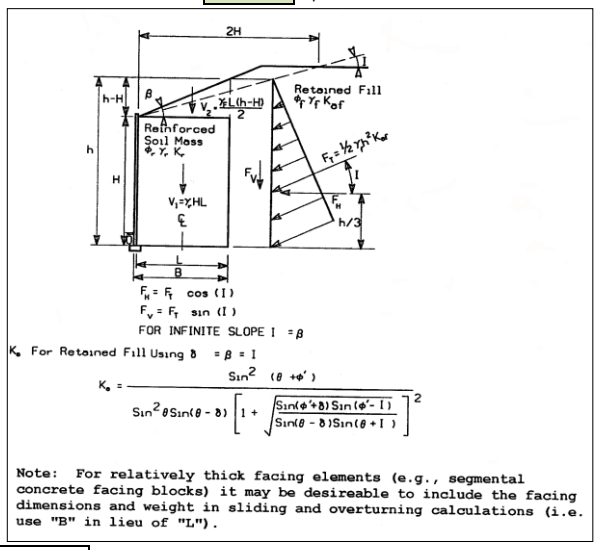
Fattori di capacità portante

Nc	16.88
Nγ	7.13
Nq	7.82
iq	0.61
ic	0.55
iγ	0.48

Fattori di carico (NTC 2008)

Strenght I	max	min
Perm. Sfav	1.3	1
Perm. Fav.	1	1
Variabili	1.5	1

Input



Ribaltamento

e:	0.35 m	Mrib:	991.6453 kNm
Verifica e <L/4:	Superata	Msta:	4148.003 kNm
σv:	149.54 kPa	FS:	4.18 > 1.1

Scorrimento

Pscorrimento:	326.22 kN/m
Presistente:	463.47 kN/m
PR/PS:	1.42 > 1.1
Verifica scorrimento:	Superata

Capacità portante

qR:	251.7358 kPa
σv/qR:	1.68 > 1.4
Verifica capacità portante:	Superata

Figura 11.5: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 2 H 7.0 m – Condizioni Statiche

VERIFICHE GEOTECNICHE - (Approccio 2 N.T.C. 2008 - A1M1R3)

CONDIZIONI SISMICHE

Dati

H	7	m
L	8.5	m
β	14	°
h	9.12	m
δ	14	°
θ (batter inclination)	115	°
ϕriempimento	35	°
ϕfondazione	22	°
ϕterreno-rinforzo	35	°
c_riempimento	0	kPa
c_fondazione	0	kPa
γriempimento	19	kN/m^3
γrinforzo	19	kN/m^3
Foundation (rock or soil)	soil	
Sovraccarico	0	kPa
Ka	0.394	- Mon. - Okabe
Spinta terreno Totale	311.04	kN/m
Spinta terreno orizzontale	301.80	kN/m
Spinta terreno verticale	75.25	kN/m
Peso terreno	913.43	kN/m
Peso aggiuntivo terreno	171.13	kN/m
Spinta sovraccarico totale	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico orizzontale	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico verticale	0.00	kN/m
Peso sovraccarico per Q portante	0	kN/m

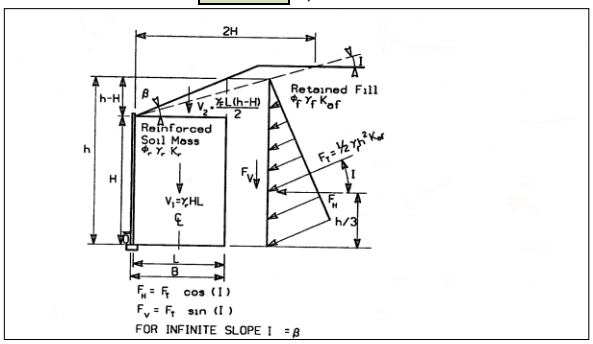
Fattori di capacità portante

Nc	16.88
Nγ	7.13
Nq	7.82
iq	0.55
ic	0.48
iγ	0.40

Fattori di carico (NTC 2008)

Strenght I	max	min
Perm. Sfav	1	1
Perm. Fav.	1	1
Variabili	1	1

Input



Ribaltamento

e:	0.31 m	Mrib:	917.3914 kNm
Verifica e <L/4:	Superata	Msta:	4201.891 kNm
σv:	147.04 kPa	FS:	4.58 > 1.1

Scorrimento

Pscorrimento:	301.80 kN/m
Presistente:	468.59 kN/m
PR/PS:	1.55 > 1.1
Verifica scorrimento:	Superata

Capacità portante

qR:	216.2478 kPa
σv/qR:	1.47 > 1.4
Verifica capacità portante:	Superata

Figura 11.6: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 2 H 7.0 m – Condizioni Sismiche

VERIFICHE GEOTECNICHE - (Approccio 2 N.T.C. 2008 - A1M1R3)

CONDIZIONI STATICHE

Dati

H	5	m
L	6	m
β	14	°
h	6.50	m
δ	14	°
θ (batter inclination)	115	°
ϕriempimento	35	°
ϕfondazione	22	°
ϕterreno-rinforzo	35	°
c_riempimento	0	kPa
c_fondazione	0	kPa
γriempimento	19	kN/m^3
γrinforzo	19	kN/m^3
Foundation (rock or soil)	soil	
Sovraccarico	0	kPa
Ka	0.327	-
Spinta terreno Totale	131.23	kN/m
Spinta terreno orizzontale	127.33	kN/m
Spinta terreno verticale	31.75	kN/m
Peso terreno	459.25	kN/m
Peso aggiuntivo terreno	85.27	kN/m
Spinta sovraccarico totale	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico orizzontale	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico verticale	0.00	kN/m
Peso sovraccarico per Q portante	0	kN/m

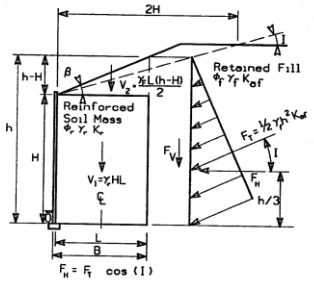
Fattori di capacità portante

Nc	16.88
Nγ	7.13
Nq	7.82
iq	0.61
ic	0.55
iγ	0.47

Fattori di carico (NTC 2008)

Strenght I	max	min
Perm. Sfav	1.3	1
Perm. Fav.	1	1
Variabili	1.5	1

Input



$F_H = F_T \cos(I)$

$F_V = F_T \sin(I)$

FOR INFINITE SLOPE $I = \beta$

K_a For Retained Fill Using $\delta = \beta = I$

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi')}{\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta)\sin(\phi' - I)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta + I)}}\right]^2}$$

Note: For relatively thick facing elements (e.g., segmental concrete facing blocks) it may be desireable to include the facing dimensions and weight in sliding and overturning calculations (i.e. use "B" in lieu of "L").

Ribaltamento

e:	0.26 m	Mrib:	358.4307 kNm
Verifica e <L/4:	Superata	Msta:	1472.998 kNm
σv:	106.86 kPa	FS:	4.11 > 1.1

Scorrimento

Pscorrimento:	165.53 kN/m
Presistente:	232.83 kN/m
PR/PS:	1.41 > 1.1
Verifica scorrimento:	Superata

Capacità portante

qR:	175.5013 kPa
σv/qR:	1.64 > 1.4
Verifica capacità portante:	Superata

Figura 11.7: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 2 H 5.0 m – Condizioni Statiche

VERIFICHE GEOTECNICHE - (Approccio 2 N.T.C. 2008 - A1M1R3)

CONDIZIONI SISMICHE

Dati

H	5	m
L	6	m
β	14	°
h	6.50	m
δ	14	°
θ (batter inclination)	115	°
ϕriempimento	35	°
ϕfondazione	22	°
ϕterreno-rinforzo	35	°
c_riempimento	0	kPa
c_fondazione	0	kPa
γriempimento	19	kN/m^3
γrinforzo	19	kN/m^3
Foundation (rock or soil)	soil	
Sovraccarico	0	kPa
Ka	0.394	- Mon. - Okabe
Spinta terreno Totale	157.83	kN/m
Spinta terreno orizzontale	153.14	kN/m
Spinta terreno verticale	38.18	kN/m
Peso terreno	459.25	kN/m
Peso aggiuntivo terreno	85.27	kN/m
Spinta sovraccarico totale	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico orizzontale	0.00	kN/m
Spinta sovraccarico verticale	0.00	kN/m
Peso sovraccarico per Q portante	0	kN/m

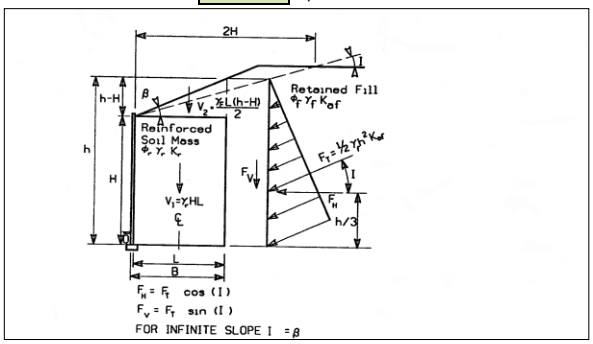
Fattori di capacità portante

Nc	16.88
Nγ	7.13
Nq	7.82
iq	0.54
ic	0.48
iγ	0.40

Fattori di carico (NTC 2008)

Strenght I	max	min
Perm. Sfav	1	1
Perm. Fav.	1	1
Variabili	1	1

Input



Ribaltamento

e:	0.23 m	Mrib:	331.5916 kNm
Verifica e <L/4:	Superata	Msta:	1492.3 kNm
σv:	105.04 kPa	FS:	4.50 > 1.1

Scorrimento

Pscorrimento:	153.14 kN/m
Presistente:	235.43 kN/m
PR/PS:	1.54 > 1.1
Verifica scorrimento:	Superata

Capacità portante

qR:	150.5039 kPa
σv/qR:	1.43 > 1.4
Verifica capacità portante:	Superata

Figura 11.8: Verifiche di Stabilità al Ribaltamento, Scorrimento e di Capacità Portante – Liv. 2 H 5.0 m – Condizioni Sismiche

11.2 VERIFICHE STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI RINFORZO

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi di rinforzo, eseguite in accordo alla metodologia descritta nel precedente capitolo relativo alle metodologie di calcolo.

Si determina in primo luogo la lunghezza minima geometrica degli elementi geogriglia in testa e al piede, in accordo al diagramma riportato in Figura 6.6Figura 6.6. Nello scenario più gravoso a parametri geotecnici ridotti (Combinazione A2M2) si determinano dal diagramma i rapporti L_T/H' e L_B/H', essendo L_T la lunghezza della geogriglia sommitale, L_B la lunghezza della geogriglia di base e H' l'altezza del rilevato modificata per tenere in considerazione la presenza dei sovraccarichi. Nel caso in esame sono previsti sovraccarichi variabili dovuti alla viabilità, considerati per livello 1 e quantificati in 10 kPa, pertanto H' > H. Per ognuno dei due livelli di terre rinforzate, caratterizzate da altezze massime pari a 6.9 m per il livello 1 e 7.0 m per il livello 2, sono state definite due classi di altezza. Si determinano pertanto le lunghezze minime di geogriglia.

Si determina la spinta agente in condizioni statiche SLU e sismiche. Stabilito l'interasse tra le geogriglie, si determina la spinta agente su ciascuna geogriglia, dividendo la spinta per il numero di elementi di rinforzo.

Per eseguire la verifica di resistenza a trazione della singola geogriglia, si calcola la resistenza della geogriglia ridotta dei fattori di sicurezza e la si confronta con la massima azione agente sulla singola geogriglia; il rapporto tra i due valori deve essere superiore al valore minimo previsto da normativa e in precedenza riportato.

Per eseguire la verifica di sfilamento della geogriglia, si determina con la formulazione descritta nei capitoli precedenti la lunghezza minima LE e la si raffronta con la lunghezza disponibile, determinando il fattore di sicurezza allo scorrimento per ogni modulo di geogriglia.

Si riportano in seguito i risultati delle verifiche sopra descritte, eseguite in condizioni statiche e sismiche, mediante le combinazioni A1M1 e A2M2.

Tabella 11.1: Geogriglie – Parametri di Progetto

	LIVELLO 1		LIVELLO 2	
Classi di altezza (m)	H > 4.5	H ≤ 4.5	H > 5.0	H ≤ 5.0
H massimo (m)	6.9	4.5	7.0	5.0
Sovraccarico – statico (kPa)	25.0	70.0	0.0	0.0
Sovraccarico – sismico (kPa)	18.5	63.5	0.0	0.0
$L_T = L_B$ di progetto (m)	7.50	6.50	8.50	6.00
Interasse di progetto (1/m)	0.40	0.40	0.60	0.60

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A1M1R3				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	7.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	6.9	m	Altezza terra rinforzata + ricoprimento
	q	25	kPa	sovraccarico variabile
	qc	37.5	kPa	
	H'	8.87	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	
	φ'	35	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	35.00	°	angolo di attrito ridotto (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	coesione drenata
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.13	-	coefficiente di spinta, Fig D5 Appendice D SCDOT
	LT/H'	0.40	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	LB/H'	0.40	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	Ltop	3.9	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	3.9	m	L minima geogriglia bottom
Geogriglia Estend.	RF	1.810	-	∏RF
	RFID	-	-	
	RFCR	-	-	
	RFD	-	-	
	RFconn	-	-	
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica produttore
	Sv	0.41	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	126.42	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	2	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	16	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	7.51	kN/m	
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh
	F*	0.469	-	Eq D23 Appendice D SCDOT
	α	0.8	-	Tab D6 Appendice D SCDOT
	LTDS/ TS_{MAXgeo}	13.37	> 1.54	Verifica resistenza a trazione superata

Modello:	Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio:	A1M1R3

Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Perm. strutt favorevoli	1
Perm. strutt sfavorevoli	1.3
Perm. non strutt favorevoli	0
Perm. non strutt sfavorevoli	1.5
Variabili	1.5

Coeff. parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1.4
Scorrimento (NTC 2008)	1.1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.54
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.11

Dati									Tensioni verticali		Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	35.0	65	7.5	0	0			
0.75	1	0.785	0.75	19	0	35.0	65	7.5	14	14	0.35	21.36	1.11
1.16	2	0.615	1.16	19	0	35.0	65	7.5	22	22	0.23	33.03	1.11
1.57	3	0.615	1.57	19	0	35.0	65	7.5	30	30	0.17	44.71	1.11
1.98	4	0.615	1.98	19	0	35.0	65	7.5	38	38	0.13	56.39	1.11
2.39	5	0.615	2.39	19	0	35.0	65	7.5	45	45	0.11	68.06	1.11
2.8	6	0.615	2.8	19	0	35.0	65	7.5	53	53	0.09	79.74	1.11
3.21	7	0.615	3.21	19	0	35.0	65	7.5	61	61	0.08	91.42	1.11
3.62	8	0.615	3.62	19	0	35.0	65	7.5	69	69	0.07	103.09	1.11
4.03	9	0.615	4.03	19	0	35.0	65	7.5	77	77	0.07	114.77	1.11
4.44	10	0.615	4.44	19	0	35.0	65	7.5	84	84	0.06	126.44	1.11
4.85	11	0.615	4.85	19	0	35.0	65	7.5	92	92	0.05	138.12	1.11
5.26	12	0.615	5.26	19	0	35.0	65	7.5	100	100	0.05	149.80	1.11
5.67	13	0.615	5.67	19	0	35.0	65	7.5	108	108	0.05	161.47	1.11
6.08	14	0.615	6.08	19	0	35.0	65	7.5	116	116	0.04	173.15	1.11
6.49	15	0.615	6.49	19	0	35.0	65	7.5	123	123	0.04	184.82	1.11
6.9	16	0.205	6.9	19	0	35.0	65	7.5	131	131	0.04	196.50	1.11

Figura 11.9: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 6.9 m – Condizione statica SLU A1M1

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A2M2R2				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	7.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	6.9	m	Altezza terra rinforzata + ricoprimento
	q	25	kPa	sovraccarico variabile
	qc	32.5	kPa	
	H'	8.61	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	
	φ'	38.0	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	32.0	°	angolo di attrito ridotto (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	coesione drenata
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.2	-	coefficiente di spinta, Fig D5 Appendice D SCDOT
	LT/H'	0.42	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	LB/H'	0.42	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	Ltop	3.6	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	3.6	m	L minima geogriglia bottom
Geogriglia Estend.	RF	1.810	-	∏RF
	RFID	-	-	
	RFCR	-	-	
	RFD	-	-	
	RFconn	-	-	
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica produttore
	Sv	0.41	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	140.87	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	2	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	16	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	8.37	kN/m	
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh
	F*	0.419	-	Eq D23 Appendice D SCDOT
	α	0.8	-	Tab D6 Appendice D SCDOT
	LTDS/ TS_{MAXgeo}	13.20	> 1.54	Verifica resistenza a trazione superata

Modello:	Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio:	A2M2R2

Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Perm. strutt favorevoli	1
Perm. strutt sfavorevoli	1
Perm. non strutt favorevoli	0
Perm. non strutt sfavorevoli	1.3
Variabili	1.3

Coeff. parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1.25

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1
Scorrimento (NTC 2008)	1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.54
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.11

Dati									Tensioni verticali		Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	32.0	65	7.5	0	0			
0.75	1	0.785	0.75	19	0	32.0	65	7.5	14	14	0.44	17.11	1.11
1.16	2	0.615	1.16	19	0	32.0	65	7.5	22	22	0.28	26.46	1.11
1.57	3	0.615	1.57	19	0	32.0	65	7.5	30	30	0.21	35.82	1.11
1.98	4	0.615	1.98	19	0	32.0	65	7.5	38	38	0.17	45.17	1.11
2.39	5	0.615	2.39	19	0	32.0	65	7.5	45	45	0.14	54.52	1.11
2.8	6	0.615	2.8	19	0	32.0	65	7.5	53	53	0.12	63.88	1.11
3.21	7	0.615	3.21	19	0	32.0	65	7.5	61	61	0.10	73.23	1.11
3.62	8	0.615	3.62	19	0	32.0	65	7.5	69	69	0.09	82.58	1.11
4.03	9	0.615	4.03	19	0	32.0	65	7.5	77	77	0.08	91.94	1.11
4.44	10	0.615	4.44	19	0	32.0	65	7.5	84	84	0.07	101.29	1.11
4.85	11	0.615	4.85	19	0	32.0	65	7.5	92	92	0.07	110.65	1.11
5.26	12	0.615	5.26	19	0	32.0	65	7.5	100	100	0.06	120.00	1.11
5.67	13	0.615	5.67	19	0	32.0	65	7.5	108	108	0.06	129.35	1.11
6.08	14	0.615	6.08	19	0	32.0	65	7.5	116	116	0.05	138.71	1.11
6.49	15	0.615	6.49	19	0	32.0	65	7.5	123	123	0.05	148.06	1.11
6.9	16	0.205	6.9	19	0	32.0	65	7.5	131	131	0.05	157.41	1.11

Figura 11.10: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 6.9 m – Condizione statica SLU A2M2

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A1M1R3 - Combinazione: Sismica SLV A1M1				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	7.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	6.9	m	Altezza terra rinforzata + ricoprimento
	q	18.5	kPa	sovraccarico
	qc	18.5	kPa	
	H'	7.87	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	(non utilizzato ora)
	φ'	38	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	38.00	°	angolo di attrito M2 (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.294	-	coefficiente di spinta, Mononobe - Okabe
	LT/H'	0.40	-	Fig D5
	LB/H'	0.40	-	Fig D5
	Ltop	3.46	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	3.46	m	L minima geogriglia bottom
Inestend.	rinforzo	E	-	I: inestensibile - E: estensibile
	tn	0.0022	m	
	ts	0.0005	m	
	tc	0.0017	m	tn-ts
	b	0.1	m	Larghezza unitaria
	Ac	0.00017	m^2	
	Fy	215000	kPa	
	LTDS_inest	365.5	kN/m	
Estend.	RF	1.81	-	∏RF
	RFIDmecc	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFCR	-	-	Tab D5
	RFDchim	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFconn	-	-	Rif: scheda tecnica Secugrid Q1-80/80
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica fornita dal produttore
	Sv	0.41	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	173.15	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	2	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	16	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	10.29		
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh (Eq D17, Fig. D7)
	F*	0.523	-	Eq D23
	α	0.8	-	Tab D6
	LTDS	110.50		
	$LTDS/TS_{MAXgeo}$	9.76	> 1.18	Verifica resistenza a trazione superata
	phi	0.85		Fattore riduttivo Capitolo 9.8 SCDOT

Modello:	Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio:	A1M1R3
Combinazione:	Sismica SLV A1M1
	Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Permanenti strutt favorevoli	1
Permanenti strutt sfavorevoli	1
Permanenti non strutt favorevoli	0
Permanenti non strutt sfavorevoli	1
Variabili	1

Coefficienti parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1.4
Scorrimento (NTC 2008)	1.1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.18
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.00

Dati								Tensioni verticali			Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	38.0	65	7.5	0	0			
0.75	1	0.785	0.75	19	0	38.0	65	7.5	14	14	0.51	14.79	1.00
1.16	2	0.615	1.16	19	0	38.0	65	7.5	22	22	0.33	22.88	1.00
1.57	3	0.615	1.57	19	0	38.0	65	7.5	30	30	0.24	30.96	1.00
1.98	4	0.615	1.98	19	0	38.0	65	7.5	38	38	0.19	39.05	1.00
2.39	5	0.615	2.39	19	0	38.0	65	7.5	45	45	0.16	47.13	1.00
2.8	6	0.615	2.8	19	0	38.0	65	7.5	53	53	0.14	55.22	1.00
3.21	7	0.615	3.21	19	0	38.0	65	7.5	61	61	0.12	63.30	1.00
3.62	8	0.615	3.62	19	0	38.0	65	7.5	69	69	0.11	71.39	1.00
4.03	9	0.615	4.03	19	0	38.0	65	7.5	77	77	0.09	79.47	1.00
4.44	10	0.615	4.44	19	0	38.0	65	7.5	84	84	0.09	87.56	1.00
4.85	11	0.615	4.85	19	0	38.0	65	7.5	92	92	0.08	95.64	1.00
5.26	12	0.615	5.26	19	0	38.0	65	7.5	100	100	0.07	103.73	1.00
5.67	13	0.615	5.67	19	0	38.0	65	7.5	108	108	0.07	111.81	1.00
6.08	14	0.615	6.08	19	0	38.0	65	7.5	116	116	0.06	119.90	1.00
6.49	15	0.615	6.49	19	0	38.0	65	7.5	123	123	0.06	127.98	1.00
6.9	16	0.205	6.9	19	0	38.0	65	7.5	131	131	0.06	136.07	1.00

Figura 11.11: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 6.9 m – Condizione sismica SLV A1M1

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A2M2R2 - Combinazione: Sismica SLV A2M2				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	7.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	6.9	m	Altezza terra rinforzata + ricoprimento
	q	18.5	kPa	sovraccarico
	qc	18.5	kPa	
	H'	7.87	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	(non utilizzato ora)
	φ'	38	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	32.01	°	angolo di attrito M2 (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.294	-	coefficiente di spinta, Mononobe - Okabe
	LT/H'	0.42	-	Fig D5
	LB/H'	0.42	-	Fig D5
	Ltop	3.31	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	3.31	m	L minima geogriglia bottom
Inestend.	rinforzo	E	-	I: inestensibile - E: estensibile
	tn	0.0022	m	
	ts	0.0005	m	
	tc	0.0017	m	tn-ts
	b	0.1	m	Larghezza unitaria
	Ac	0.00017	m^2	
	Fy	215000	kPa	
	LTDS_inest	365.5	kN/m	
Estend.	RF	1.81	-	∏RF
	RFIDmecc	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFCR	-	-	Tab D5
	RFDchim	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFconn	-	-	Rif: scheda tecnica Secugrid Q1-80/80
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica fornita dal produttore
	Sv	0.41	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	173.15	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	2	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	16	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	10.29		
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh (Eq D17, Fig. D7)
	F*	0.419	-	Eq D23
	α	0.8	-	Tab D6
	LTDS	110.50		
	$LTDS/TS_{MAXgeo}$	10.74	> 1.18	Verifica resistenza a trazione superata
	phi	0.85		Fattore riduttivo Capitolo 9.8 SCDOT

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio: A2M2R2
Combinazione: Sismica SLV A2M2
Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Permanenti strutt favorevoli	1
Permanenti strutt sfavorevoli	1
Permanenti non strutt favorevoli	0
Permanenti non strutt sfavorevoli	1
Variabili	1

Coefficienti parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1.25

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1
Scorrimento (NTC 2008)	1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.18
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.00

Dati								Tensioni verticali			Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	32.0	65	7.5	0	0			
0.75	1	0.785	0.75	19	0	32.0	65	7.5	14	14	0.63	11.83	1.00
1.16	2	0.615	1.16	19	0	32.0	65	7.5	22	22	0.41	18.30	1.00
1.57	3	0.615	1.57	19	0	32.0	65	7.5	30	30	0.30	24.77	1.00
1.98	4	0.615	1.98	19	0	32.0	65	7.5	38	38	0.24	31.24	1.00
2.39	5	0.615	2.39	19	0	32.0	65	7.5	45	45	0.20	37.70	1.00
2.8	6	0.615	2.8	19	0	32.0	65	7.5	53	53	0.17	44.17	1.00
3.21	7	0.615	3.21	19	0	32.0	65	7.5	61	61	0.15	50.64	1.00
3.62	8	0.615	3.62	19	0	32.0	65	7.5	69	69	0.13	57.11	1.00
4.03	9	0.615	4.03	19	0	32.0	65	7.5	77	77	0.12	63.58	1.00
4.44	10	0.615	4.44	19	0	32.0	65	7.5	84	84	0.11	70.05	1.00
4.85	11	0.615	4.85	19	0	32.0	65	7.5	92	92	0.10	76.51	1.00
5.26	12	0.615	5.26	19	0	32.0	65	7.5	100	100	0.09	82.98	1.00
5.67	13	0.615	5.67	19	0	32.0	65	7.5	108	108	0.08	89.45	1.00
6.08	14	0.615	6.08	19	0	32.0	65	7.5	116	116	0.08	95.92	1.00
6.49	15	0.615	6.49	19	0	32.0	65	7.5	123	123	0.07	102.39	1.00
6.9	16	0.205	6.9	19	0	32.0	65	7.5	131	131	0.07	108.85	1.00

Figura 11.12: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 6.9 m – Condizione sismica SLV A2M2

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A1M1R3				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	6.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	4.5	m	Altezza terra rinforzata + ricoprimento
	q	70	kPa	sovraccarico
	qc	105	kPa	
	H'	10.03	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	
	φ'	35	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	35.00	°	angolo di attrito ridotto (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	coesione drenata
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.13	-	coefficiente di spinta, Fig D5 Appendice D SCDOT
	LT/H'	0.40	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	LB/H'	0.40	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	Ltop	4.4	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	4.4	m	L minima geogriglia bottom
Geogriglia Estend.	RF	1.810	-	∏RF
	RFID	-	-	
	RFCR	-	-	
	RFD	-	-	
	RFconn	-	-	
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica produttore
	Sv	0.41	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	161.40	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	2	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	10	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	14.70	kN/m	
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh
	F*	0.469	-	Eq D23 Appendice D SCDOT
	α	0.8	-	Tab D6 Appendice D SCDOT
	LTDS/ TS_{MAXgeo}	6.83	> 1.54	Verifica resistenza a trazione superata

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio: A1M1R3

Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Perm. strutt favorevoli	1
Perm. strutt sfavorevoli	1.3
Perm. non strutt favorevoli	0
Perm. non strutt sfavorevoli	1.5
Variabili	1.5

Coeff. parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1.4
Scorrimento (NTC 2008)	1.1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.54
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.11

Dati									Tensioni verticali		Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	35.0	65	6.5	0	0			
0.81	1	0.815	0.81	19	0	35.0	65	6.5	15	15	0.64	10.21	1.11
1.22	2	0.615	1.22	19	0	35.0	65	6.5	23	23	0.42	15.38	1.11
1.63	3	0.615	1.63	19	0	35.0	65	6.5	31	31	0.32	20.55	1.11
2.04	4	0.615	2.04	19	0	35.0	65	6.5	39	39	0.25	25.72	1.11
2.45	5	0.615	2.45	19	0	35.0	65	6.5	47	47	0.21	30.89	1.11
2.86	6	0.615	2.86	19	0	35.0	65	6.5	54	54	0.18	36.06	1.11
3.27	7	0.615	3.27	19	0	35.0	65	6.5	62	62	0.16	41.23	1.11
3.68	8	0.615	3.68	19	0	35.0	65	6.5	70	70	0.14	46.40	1.11
4.09	9	0.615	4.09	19	0	35.0	65	6.5	78	78	0.13	51.57	1.11
4.5	10	0.205	4.5	19	0	35.0	65	6.5	86	86	0.11	56.74	1.11

Figura 11.13: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 4.5 m – Condizione statica SLU A1M1

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A2M2R2				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	6.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	4.5	m	Altezza terra rinforzata + ricoprimento
	q	70	kPa	sovraccarico
	qc	91	kPa	
	H'	9.29	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	
	φ'	38.0	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	32.0	°	angolo di attrito ridotto (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	coesione drenata
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.2	-	coefficiente di spinta, Fig D5 Appendice D SCDOT
	LT/H'	0.42	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	LB/H'	0.42	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	Ltop	3.9	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	3.9	m	L minima geogriglia bottom
Geogriglia Estend.	RF	1.810	-	∏RF
	RFID	-	-	
	RFCR	-	-	
	RFD	-	-	
	RFconn	-	-	
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica produttore
	Sv	0.41	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	163.96	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	2	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	10	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	14.94	kN/m	
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh
	F*	0.419	-	Eq D23 Appendice D SCDOT
	α	0.8	-	Tab D6 Appendice D SCDOT
	LTDS/ TS_{MAXgeo}	7.40	> 1.54	Verifica resistenza a trazione superata

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio: A2M2R2

Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Perm. strutt favorevoli	1
Perm. strutt sfavorevoli	1
Perm. non strutt favorevoli	0
Perm. non strutt sfavorevoli	1.3
Variabili	1.3

Coeff. parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1.25

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1
Scorrimento (NTC 2008)	1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.54
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.11

Dati									Tensioni verticali		Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	32.0	65	6.5	0	0			
0.81	1	0.815	0.81	19	0	32.0	65	6.5	15	15	0.72	8.97	1.11
1.22	2	0.615	1.22	19	0	32.0	65	6.5	23	23	0.48	13.52	1.11
1.63	3	0.615	1.63	19	0	32.0	65	6.5	31	31	0.36	18.06	1.11
2.04	4	0.615	2.04	19	0	32.0	65	6.5	39	39	0.29	22.60	1.11
2.45	5	0.615	2.45	19	0	32.0	65	6.5	47	47	0.24	27.14	1.11
2.86	6	0.615	2.86	19	0	32.0	65	6.5	54	54	0.21	31.68	1.11
3.27	7	0.615	3.27	19	0	32.0	65	6.5	62	62	0.18	36.23	1.11
3.68	8	0.615	3.68	19	0	32.0	65	6.5	70	70	0.16	40.77	1.11
4.09	9	0.615	4.09	19	0	32.0	65	6.5	78	78	0.14	45.31	1.11
4.5	10	0.205	4.5	19	0	32.0	65	6.5	86	86	0.13	49.85	1.11

Figura 11.14: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 4.5 m – Condizione statica SLU A2M2

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A1M1R3 - Combinazione: Sismica SLV A1M1				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	6.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	4.5	m	Altezza terra rinforzata + ricoprimento
	q	63.5	kPa	sovraccarico
	qc	63.5	kPa	
	H'	7.84	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	(non utilizzato ora)
	φ'	38	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	38.00	°	angolo di attrito M2 (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.294	-	coefficiente di spinta, Mononobe - Okabe
	LT/H'	0.40	-	Fig D5
	LB/H'	0.40	-	Fig D5
	Ltop	3.45	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	3.45	m	L minima geogriglia bottom
	rinforzo	E	-	I: inestensibile - E: estensibile
Inestend.	tn	0.0022	m	
	ts	0.0005	m	
	tc	0.0017	m	tn-ts
	b	0.1	m	Larghezza unitaria
	Ac	0.00017	m^2	
	Fy	215000	kPa	
	LTDS_inest	365.5	kN/m	
Estend.	RF	1.81	-	∏RF
	RFIDmecc	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFCR	-	-	Tab D5
	RFDchim	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFconn	-	-	Rif: scheda tecnica Secugrid Q1-80/80
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica fornita dal produttore
	Sv	0.41	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	171.77	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	2	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	10	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	15.65		
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh (Eq D17, Fig. D7)
	F*	0.523	-	Eq D23
	α	0.8	-	Tab D6
	LTDS	110.50		
	$LTDS/TS_{MAXgeo}$	6.42	> 1.18	Verifica resistenza a trazione superata
	phi	0.85		Fattore riduttivo Capitolo 9.8 SCDOT

Modello:	Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio:	A1M1R3
Combinazione:	Sismica SLV A1M1
	Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Permanenti strutt favorevoli	1
Permanenti strutt sfavorevoli	1
Permanenti non strutt favorevoli	0
Permanenti non strutt sfavorevoli	1
Variabili	1

Coefficienti parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1.4
Scorrimento (NTC 2008)	1.1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.18
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.00

Dati								Tensioni verticali			Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	38.0	65	6.5	0	0			
0.81	1	0.815	0.81	19	0	38.0	65	6.5	15	15	0.71	9.10	1.00
1.22	2	0.615	1.22	19	0	38.0	65	6.5	23	23	0.47	13.71	1.00
1.63	3	0.615	1.63	19	0	38.0	65	6.5	31	31	0.35	18.31	1.00
2.04	4	0.615	2.04	19	0	38.0	65	6.5	39	39	0.28	22.92	1.00
2.45	5	0.615	2.45	19	0	38.0	65	6.5	47	47	0.24	27.53	1.00
2.86	6	0.615	2.86	19	0	38.0	65	6.5	54	54	0.20	32.14	1.00
3.27	7	0.615	3.27	19	0	38.0	65	6.5	62	62	0.18	36.74	1.00
3.68	8	0.615	3.68	19	0	38.0	65	6.5	70	70	0.16	41.35	1.00
4.09	9	0.615	4.09	19	0	38.0	65	6.5	78	78	0.14	45.96	1.00
4.5	10	0.205	4.5	19	0	38.0	65	6.5	86	86	0.13	50.56	1.00

Figura 11.15: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 4.5 m – Condizione sismica SLV A1M1

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A2M2R2 - Combinazione: Sismica SLV A2M2				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	6.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	4.5	m	Altezza terra rinforzata + ricoprimento
	q	63.5	kPa	sovraccarico
	qc	63.5	kPa	
	H'	7.84	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	(non utilizzato ora)
	φ'	38	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	32.01	°	angolo di attrito M2 (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.294	-	coefficiente di spinta, Mononobe - Okabe
	LT/H'	0.42	-	Fig D5
	LB/H'	0.42	-	Fig D5
	Ltop	3.29	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	3.29	m	L minima geogriglia bottom
	rinforzo	E	-	I: inestensibile - E: estensibile
Inestend.	tn	0.0022	m	
	ts	0.0005	m	
	tc	0.0017	m	tn-ts
	b	0.1	m	Larghezza unitaria
	Ac	0.00017	m^2	
	Fy	215000	kPa	
	LTDS_inest	365.5	kN/m	
Estend.	RF	1.81	-	∏RF
	RFIDmecc	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFCR	-	-	Tab D5
	RFDchim	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFconn	-	-	Rif: scheda tecnica Secugrid Q1-80/80
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica fornita dal produttore
	Sv	0.41	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	171.77	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	2	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	10	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	15.65		
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh (Eq D17, Fig. D7)
	F*	0.419	-	Eq D23
	α	0.8	-	Tab D6
	LTDS	110.50		
	$LTDS/TS_{MAXgeo}$	7.06	> 1.18	Verifica resistenza a trazione superata
	phi	0.85		Fattore riduttivo Capitolo 9.8 SCDOT

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio: A2M2R2
Combinazione: Sismica SLV A2M2
Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Permanenti strutt favorevoli	1
Permanenti strutt sfavorevoli	1
Permanenti non strutt favorevoli	0
Permanenti non strutt sfavorevoli	1
Variabili	1

Coefficienti parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1.25

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1
Scorrimento (NTC 2008)	1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.18
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.00

Dati								Tensioni verticali			Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	32.0	65	6.5	0	0			
0.81	1	0.815	0.81	19	0	32.0	65	6.5	15	15	0.89	7.28	1.00
1.22	2	0.615	1.22	19	0	32.0	65	6.5	23	23	0.59	10.97	1.00
1.63	3	0.615	1.63	19	0	32.0	65	6.5	31	31	0.44	14.65	1.00
2.04	4	0.615	2.04	19	0	32.0	65	6.5	39	39	0.35	18.34	1.00
2.45	5	0.615	2.45	19	0	32.0	65	6.5	47	47	0.30	22.02	1.00
2.86	6	0.615	2.86	19	0	32.0	65	6.5	54	54	0.25	25.71	1.00
3.27	7	0.615	3.27	19	0	32.0	65	6.5	62	62	0.22	29.39	1.00
3.68	8	0.615	3.68	19	0	32.0	65	6.5	70	70	0.20	33.08	1.00
4.09	9	0.615	4.09	19	0	32.0	65	6.5	78	78	0.18	36.76	1.00
4.5	10	0.205	4.5	19	0	32.0	65	6.5	86	86	0.16	40.45	1.00

Figura 11.16: Risultati verifiche geogriglia – Liv.1 H 4.5 m – Condizione sismica SLV A2M2

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A1M1R3				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	8.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	7	m	
	q	0	kPa	sovraccarico
	qc	0	kPa	
	H'	7.00	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	
	φ'	38	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	38.00	°	angolo di attrito ridotto (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	coesione drenata
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.13	-	coefficiente di spinta, Fig D5 Appendice D SCDOT
	LT/H'	0.40	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	LB/H'	0.40	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	Ltop	3.1	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	3.1	m	L minima geogriglia bottom
Geogriglia Estend.	RF	1.810	-	∏RF
	RFID	-	-	
	RFCR	-	-	
	RFD	-	-	
	RFconn	-	-	
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica produttore
	Sv	0.60	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	78.67	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	1	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	11	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	6.74	kN/m	
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh
	F*	0.523	-	Eq D23 Appendice D SCDOT
	α	0.8	-	Tab D6 Appendice D SCDOT
	LTDS/ TS_{MAXgeo}	14.90	> 1.54	Verifica resistenza a trazione superata

Modello:	Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio:	A1M1R3

	Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Perm. strutt favorevoli	1
Perm. strutt sfavorevoli	1.3
Perm. non strutt favorevoli	0
Perm. non strutt sfavorevoli	1.5
Variabili	1.5

Coeff. parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1.4
Scorrimento (NTC 2008)	1.1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.54
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.11

Dati									Tensioni verticali		Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	38.0	65	8.5	0	0			
1	1	1.1	1	19	0	38.0	65	8.5	19	19	0.21	40.12	1.11
1.6	2	0.9	1.6	19	0	38.0	65	8.5	30	30	0.13	64.19	1.11
2.2	3	0.9	2.2	19	0	38.0	65	8.5	42	42	0.10	88.26	1.11
2.8	4	0.9	2.8	19	0	38.0	65	8.5	53	53	0.08	112.33	1.11
3.4	5	0.9	3.4	19	0	38.0	65	8.5	65	65	0.06	136.40	1.11
4	6	0.9	4	19	0	38.0	65	8.5	76	76	0.05	160.48	1.11
4.6	7	0.9	4.6	19	0	38.0	65	8.5	87	87	0.05	184.55	1.11
5.2	8	0.9	5.2	19	0	38.0	65	8.5	99	99	0.04	208.62	1.11
5.8	9	0.9	5.8	19	0	38.0	65	8.5	110	110	0.04	232.69	1.11
6.4	10	0.9	6.4	19	0	38.0	65	8.5	122	122	0.03	256.76	1.11
7	11	0.3	7	19	0	38.0	65	8.5	133	133	0.03	280.83	1.11

Figura 11.17: Risultati verifiche geogriglia – Liv.2 H 7.0 m – Condizione statica SLU A1M1

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A2M2R2				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	8.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	7	m	
	q	0	kPa	sovraccarico
	qc	0	kPa	
	H'	7.00	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	
	φ'	38.0	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	32.0	°	angolo di attrito ridotto (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	coesione drenata
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.2	-	coefficiente di spinta, Fig D5 Appendice D SCDOT
	LT/H'	0.42	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	LB/H'	0.42	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	Ltop	2.9	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	2.9	m	L minima geogriglia bottom
Geogriglia Estend.	RF	1.810	-	∏RF
	RFID	-	-	
	RFCR	-	-	
	RFD	-	-	
	RFconn	-	-	
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica produttore
	Sv	0.60	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	93.10	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	1	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	11	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	7.98	kN/m	
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh
	F*	0.419	-	Eq D23 Appendice D SCDOT
	α	0.8	-	Tab D6 Appendice D SCDOT
	LTDS/ TS_{MAXgeo}	13.85	> 1.54	Verifica resistenza a trazione superata

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio: A2M2R2

Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Perm. strutt favorevoli	1
Perm. strutt sfavorevoli	1
Perm. non strutt favorevoli	0
Perm. non strutt sfavorevoli	1.3
Variabili	1.3

Coeff. parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1.25

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1
Scorrimento (NTC 2008)	1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.54
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.11

Dati									Tensioni verticali		Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	32.0	65	8.5	0	0			
1	1	1.1	1	19	0	32.0	65	8.5	19	19	0.31	27.12	1.11
1.6	2	0.9	1.6	19	0	32.0	65	8.5	30	30	0.20	43.39	1.11
2.2	3	0.9	2.2	19	0	32.0	65	8.5	42	42	0.14	59.66	1.11
2.8	4	0.9	2.8	19	0	32.0	65	8.5	53	53	0.11	75.94	1.11
3.4	5	0.9	3.4	19	0	32.0	65	8.5	65	65	0.09	92.21	1.11
4	6	0.9	4	19	0	32.0	65	8.5	76	76	0.08	108.48	1.11
4.6	7	0.9	4.6	19	0	32.0	65	8.5	87	87	0.07	124.75	1.11
5.2	8	0.9	5.2	19	0	32.0	65	8.5	99	99	0.06	141.03	1.11
5.8	9	0.9	5.8	19	0	32.0	65	8.5	110	110	0.05	157.30	1.11
6.4	10	0.9	6.4	19	0	32.0	65	8.5	122	122	0.05	173.57	1.11
7	11	0.3	7	19	0	32.0	65	8.5	133	133	0.04	189.84	1.11

Figura 11.18: Risultati verifiche geogriglia – Liv.2 H 7.0 m – Condizione statica SLU A2M2

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A1M1R3 - Combinazione: Sismica SLV A1M1				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	8.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	7	m	
	q	0	kPa	sovraccarico
	qc	0	kPa	
	H'	7.00	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	(non utilizzato ora)
	φ'	38	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	38.00	°	angolo di attrito M2 (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.394	-	coefficiente di spinta, Mononobe - Okabe
	LT/H'	0.40	-	Fig D5
	LB/H'	0.40	-	Fig D5
	Ltop	3.08	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	3.08	m	L minima geogriglia bottom
Inestend.	rinforzo	E	-	I: inestensibile - E: estensibile
	tn	0.0022	m	
	ts	0.0005	m	
	tc	0.0017	m	tn-ts
	b	0.1	m	Larghezza unitaria
	Ac	0.00017	m^2	
	Fy	215000	kPa	
	LTDS_inest	365.5	kN/m	
Estend.	RF	1.81	-	∏RF
	RFIDmecc	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFCR	-	-	Tab D5
	RFDchim	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFconn	-	-	Rif: scheda tecnica Secugrid Q1-80/80
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica fornita dal produttore
	Sv	0.6	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	183.41	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	2	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	11	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	15.72		
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh (Eq D17, Fig. D7)
	F*	0.523	-	Eq D23
	α	0.8	-	Tab D6
	LTDS	110.50		
	$LTDS/TS_{MAXgeo}$	6.39	> 1.18	Verifica resistenza a trazione superata
	phi	0.85		Fattore riduttivo Capitolo 9.8 SCDOT

Modello:	Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio:	A1M1R3
Combinazione:	Sismica SLV A1M1
	Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Permanenti strutt favorevoli	1
Permanenti strutt sfavorevoli	1
Permanenti non strutt favorevoli	0
Permanenti non strutt sfavorevoli	1
Variabili	1

Coefficienti parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1.4
Scorrimento (NTC 2008)	1.1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.18
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.00

Dati								Tensioni verticali			Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	38.0	65	8.5	0	0			
1	1	1.1	1	19	0	38.0	65	8.5	19	19	0.58	14.63	1.00
1.6	2	0.9	1.6	19	0	38.0	65	8.5	30	30	0.36	23.40	1.00
2.2	3	0.9	2.2	19	0	38.0	65	8.5	42	42	0.26	32.18	1.00
2.8	4	0.9	2.8	19	0	38.0	65	8.5	53	53	0.21	40.96	1.00
3.4	5	0.9	3.4	19	0	38.0	65	8.5	65	65	0.17	49.73	1.00
4	6	0.9	4	19	0	38.0	65	8.5	76	76	0.15	58.51	1.00
4.6	7	0.9	4.6	19	0	38.0	65	8.5	87	87	0.13	67.28	1.00
5.2	8	0.9	5.2	19	0	38.0	65	8.5	99	99	0.11	76.06	1.00
5.8	9	0.9	5.8	19	0	38.0	65	8.5	110	110	0.10	84.84	1.00
6.4	10	0.9	6.4	19	0	38.0	65	8.5	122	122	0.09	93.61	1.00
7	11	0.3	7	19	0	38.0	65	8.5	133	133	0.08	102.39	1.00

Figura 11.19: Risultati verifiche geogriglia – Liv.2 H 7.0 m – Condizione sismica SLV A1M1

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A2M2R2 - Combinazione: Sismica SLV A2M2				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	8.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	7	m	
	q	0	kPa	sovraccarico
	qc	0	kPa	
	H'	7.00	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	(non utilizzato ora)
	φ'	38	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	32.01	°	angolo di attrito M2 (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.394	-	coefficiente di spinta, Mononobe - Okabe
	LT/H'	0.42	-	Fig D5
	LB/H'	0.42	-	Fig D5
	Ltop	2.94	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	2.94	m	L minima geogriglia bottom
	rinforzo	E	-	I: inestensibile - E: estensibile
Inestend.	tn	0.0022	m	
	ts	0.0005	m	
	tc	0.0017	m	tn-ts
	b	0.1	m	Larghezza unitaria
	Ac	0.00017	m^2	
	Fy	215000	kPa	
	LTDS_inest	365.5	kN/m	
Estend.	RF	1.81	-	∏RF
	RFIDmecc	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFCR	-	-	Tab D5
	RFDchim	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFconn	-	-	Rif: scheda tecnica Secugrid Q1-80/80
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica fornita dal produttore
	Sv	0.6	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	183.41	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	2	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	11	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	15.72		
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh (Eq D17, Fig. D7)
	F*	0.419	-	Eq D23
	α	0.8	-	Tab D6
	LTDS	110.50		
	$LTDS/TS_{MAXgeo}$	7.03	> 1.18	Verifica resistenza a trazione superata
	phi	0.85		Fattore riduttivo Capitolo 9.8 SCDOT

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio: A2M2R2
Combinazione: Sismica SLV A2M2
Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Permanenti strutt favorevoli	1
Permanenti strutt sfavorevoli	1
Permanenti non strutt favorevoli	0
Permanenti non strutt sfavorevoli	1
Variabili	1

Coefficienti parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1.25

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1
Scorrimento (NTC 2008)	1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.18
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.00

Dati								Tensioni verticali			Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	32.0	65	8.5	0	0			
1	1	1.1	1	19	0	32.0	65	8.5	19	19	0.73	11.70	1.00
1.6	2	0.9	1.6	19	0	32.0	65	8.5	30	30	0.45	18.72	1.00
2.2	3	0.9	2.2	19	0	32.0	65	8.5	42	42	0.33	25.74	1.00
2.8	4	0.9	2.8	19	0	32.0	65	8.5	53	53	0.26	32.76	1.00
3.4	5	0.9	3.4	19	0	32.0	65	8.5	65	65	0.21	39.79	1.00
4	6	0.9	4	19	0	32.0	65	8.5	76	76	0.18	46.81	1.00
4.6	7	0.9	4.6	19	0	32.0	65	8.5	87	87	0.16	53.83	1.00
5.2	8	0.9	5.2	19	0	32.0	65	8.5	99	99	0.14	60.85	1.00
5.8	9	0.9	5.8	19	0	32.0	65	8.5	110	110	0.13	67.87	1.00
6.4	10	0.9	6.4	19	0	32.0	65	8.5	122	122	0.11	74.89	1.00
7	11	0.3	7	19	0	32.0	65	8.5	133	133	0.10	81.91	1.00

Figura 11.20: Risultati verifiche geogriglia – Liv.2 H 7.0 m – Condizione sismica SLV A2M2

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A1M1R3				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	7.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	5	m	
	q	0	kPa	sovraccarico
	qc	0	kPa	
	H'	5.00	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	
	φ'	38	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	38.00	°	angolo di attrito ridotto (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	coesione drenata
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.13	-	coefficiente di spinta, Fig D5 Appendice D SCDOT
	LT/H'	0.40	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	LB/H'	0.40	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	Ltop	2.2	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	2.2	m	L minima geogriglia bottom
Geogriglia Estend.	RF	1.810	-	∏RF
	RFID	-	-	
	RFCR	-	-	
	RFD	-	-	
	RFconn	-	-	
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica produttore
	Sv	0.65	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	40.14	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	1	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	7	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	5.22	kN/m	
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh
	F*	0.523	-	Eq D23 Appendice D SCDOT
	α	0.8	-	Tab D6 Appendice D SCDOT
	LTDS/ TS_{MAXgeo}	19.25	> 1.54	Verifica resistenza a trazione superata

Modello:	Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio:	A1M1R3

	Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Perm. strutt favorevoli	1
Perm. strutt sfavorevoli	1.3
Perm. non strutt favorevoli	0
Perm. non strutt sfavorevoli	1.5
Variabili	1.5

Coeff. parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1.4
Scorrimento (NTC 2008)	1.1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.54
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.11

Dati									Tensioni verticali		Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	38.0	65	7.5	0	0			
1.1	1	1.2	1.1	19	0	38.0	65	7.5	21	21	0.15	50.32	1.11
1.75	2	0.975	1.75	19	0	38.0	65	7.5	33	33	0.09	80.06	1.11
2.4	3	0.975	2.4	19	0	38.0	65	7.5	46	46	0.07	109.79	1.11
3.05	4	0.975	3.05	19	0	38.0	65	7.5	58	58	0.05	139.53	1.11
3.7	5	0.975	3.7	19	0	38.0	65	7.5	70	70	0.04	169.26	1.11
4.35	6	0.975	4.35	19	0	38.0	65	7.5	83	83	0.04	199.00	1.11
5	7	0.325	5	19	0	38.0	65	7.5	95	95	0.03	228.73	1.11

Figura 11.21: Risultati verifiche geogriglia – Liv.2 H 5.0 m – Condizione statica SLU A1M1

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A2M2R2				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	7.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	5	m	
	q	0	kPa	sovraccarico
	qc	0	kPa	
	H'	5.00	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	
	φ'	38.0	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	32.0	°	angolo di attrito ridotto (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	coesione drenata
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.2	-	coefficiente di spinta, Fig D5 Appendice D SCDOT
	LT/H'	0.42	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	LB/H'	0.42	-	Fig D5 Appendice D SCDOT
	Ltop	2.1	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	2.1	m	L minima geogriglia bottom
Geogriglia Estend.	RF	1.810	-	∏RF
	RFID	-	-	
	RFCR	-	-	
	RFD	-	-	
	RFconn	-	-	
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica produttore
	Sv	0.65	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	47.50	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	1	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	7	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	6.18	kN/m	
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh
	F*	0.419	-	Eq D23 Appendice D SCDOT
	α	0.8	-	Tab D6 Appendice D SCDOT
	LTDS/ TS_{MAXgeo}	17.89	> 1.54	Verifica resistenza a trazione superata

Modello:	Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio:	A2M2R2

	Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Perm. strutt favorevoli	1
Perm. strutt sfavorevoli	1
Perm. non strutt favorevoli	0
Perm. non strutt sfavorevoli	1.3
Variabili	1.3

Coeff. parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1.25

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1
Scorrimento (NTC 2008)	1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.54
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.11

Dati									Tensioni verticali		Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	32.0	65	7.5	0	0			
1.1	1	1.2	1.1	19	0	32.0	65	7.5	21	21	0.22	34.02	1.11
1.75	2	0.975	1.75	19	0	32.0	65	7.5	33	33	0.14	54.12	1.11
2.4	3	0.975	2.4	19	0	32.0	65	7.5	46	46	0.10	74.22	1.11
3.05	4	0.975	3.05	19	0	32.0	65	7.5	58	58	0.08	94.32	1.11
3.7	5	0.975	3.7	19	0	32.0	65	7.5	70	70	0.07	114.42	1.11
4.35	6	0.975	4.35	19	0	32.0	65	7.5	83	83	0.06	134.52	1.11
5	7	0.325	5	19	0	32.0	65	7.5	95	95	0.05	154.62	1.11

Figura 11.22: Risultati verifiche geogriglia – Liv. 2 H 5.0 m – Condizione statica SLU A2M2

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A1M1R3 - Combinazione: Sismica SLV A1M1				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	6	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	5	m	
	q	0	kPa	sovraccarico
	qc	0	kPa	
	H'	5.00	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	(non utilizzato ora)
	φ'	38	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	38.00	°	angolo di attrito M2 (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.394	-	coefficiente di spinta, Mononobe - Okabe
	LT/H'	0.40	-	Fig D5
	LB/H'	0.40	-	Fig D5
	Ltop	2.20	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	2.20	m	L minima geogriglia bottom
	rinforzo	E	-	I: inestensibile - E: estensibile
Inestend.	tn	0.0022	m	
	ts	0.0005	m	
	tc	0.0017	m	tn-ts
	b	0.1	m	Larghezza unitaria
	Ac	0.00017	m^2	
	Fy	215000	kPa	
	LTDS_inest	365.5	kN/m	
Estend.	RF	1.81	-	∏RF
	RFIDmecc	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFCR	-	-	Tab D5
	RFDchim	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFconn	-	-	Rif: scheda tecnica Secugrid Q1-80/80
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica fornita dal produttore
	Sv	0.65	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	93.50	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	1	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	7	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	12.16		
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh (Eq D17, Fig. D7)
	F*	0.523	-	Eq D23
	α	0.8	-	Tab D6
	LTDS	110.50		
	$LTDS/TS_{MAXgeo}$	8.26	> 1.18	Verifica resistenza a trazione superata
	phi	0.85		Fattore riduttivo Capitolo 9.8 SCDOT

Modello:	Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio:	A1M1R3
Combinazione:	Sismica SLV A1M1
	Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Permanenti strutt favorevoli	1
Permanenti strutt sfavorevoli	1
Permanenti non strutt favorevoli	0
Permanenti non strutt sfavorevoli	1
Variabili	1

Coefficienti parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1.4
Scorrimento (NTC 2008)	1.1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.18
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.00

Dati								Tensioni verticali			Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	38.0	65	6	0	0			
1.1	1	1.2	1.1	19	0	38.0	65	6	21	21	0.41	14.69	1.00
1.75	2	0.975	1.75	19	0	38.0	65	6	33	33	0.26	23.37	1.00
2.4	3	0.975	2.4	19	0	38.0	65	6	46	46	0.19	32.05	1.00
3.05	4	0.975	3.05	19	0	38.0	65	6	58	58	0.15	40.73	1.00
3.7	5	0.975	3.7	19	0	38.0	65	6	70	70	0.12	49.41	1.00
4.35	6	0.975	4.35	19	0	38.0	65	6	83	83	0.10	58.09	1.00
5	7	0.325	5	19	0	38.0	65	6	95	95	0.09	66.77	1.00

Figura 11.23: Risultati verifiche geogriglia – Liv. 2 H 5.0 m – Condizione sismica SLV A1M1

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m - Approccio: A2M2R2 - Combinazione: Sismica SLV A2M2				
	Grandezza	Valore	Unità di misura	Note
Dati	L (m)	7.5	m	lunghezza
	B (m)	1	m	larghezza
	H (m)	5	m	
	q	0	kPa	sovraccarico
	qc	0	kPa	
	H'	5.00	m	H modificata
	γ	19	kN/m^3	peso unità di volume
	γ_w	10	kN/m^4	peso unità di volume acqua
	zfalda	10	m	(non utilizzato ora)
	φ'	38	°	angolo di attrito
	φ' A2M2	32.01	°	angolo di attrito M2 (NTC2008)
	β	65	°	inclinazione pendio
	c'	0	kPa	
Spinta e verifica geometrica delle lunghezze	K	0.394	-	coefficiente di spinta, Mononobe - Okabe
	LT/H'	0.42	-	Fig D5
	LB/H'	0.42	-	Fig D5
	Ltop	2.10	m	L minima geogriglia top
	Lbottom	2.10	m	L minima geogriglia bottom
	rinforzo	E	-	I: inestensibile - E: estensibile
Inestend.	tn	0.0022	m	
	ts	0.0005	m	
	tc	0.0017	m	tn-ts
	b	0.1	m	Larghezza unitaria
	Ac	0.00017	m^2	
	Fy	215000	kPa	
	LTDS_inest	365.5	kN/m	
Estend.	RF	1.81	-	∏RF
	RFIDmecc	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFCR	-	-	Tab D5
	RFDchim	-	-	Rif: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically
	RFconn	-	-	Rif: scheda tecnica Secugrid Q1-80/80
	Tult	200	kN/m	Resistenza geogriglia da scheda tecnica fornita dal produttore
	Sv	0.65	m	Spaziatura verticale
	LTDS_estend	110.50	kN/m	Resistenza geogriglia ammissibile (ridotta)
Verifica resistenza geogriglia	TS_{MAX}	93.50	kN/m	Max resistenza a trazione richiesta (sollecitazione)
	N geogriglie	1	-	numero minimo di geogriglie
	N geogriglie	7	-	numero disposto di geogriglie
	TS_{MAX_1geo}	12.16		
	Rc	1	-	rapporto di copertura del rinforzo b/Sh (Eq D17, Fig. D7)
	F*	0.419	-	Eq D23
	α	0.8	-	Tab D6
	LTDS	110.50		
	$LTDS/TS_{MAXgeo}$	9.09	> 1.18	Verifica resistenza a trazione superata
	phi	0.85		Fattore riduttivo Capitolo 9.8 SCDOT

Modello: Resistenza geogriglia > 110.5 kN/m
Approccio: A2M2R2
Combinazione: Sismica SLV A2M2

Input

Coefficienti azioni (NTC 2008)	
Carico	A1,A2,A3
Permanenti strutt favorevoli	1
Permanenti strutt sfavorevoli	1
Permanenti non strutt favorevoli	0
Permanenti non strutt sfavorevoli	1
Variabili	1

Coefficienti parametri geotecnici (NTC 2008)	
Parametro	M1,M2,M3
tanφ' (°)	1.25

Coefficienti resistenza	
Verifica	R1,R2,R3
Capacità portante (NTC 2008)	1
Scorrimento (NTC 2008)	1
Trazione (Rif. SCDOT)	1.18
Scorrimento (Rif. SCDOT)	1.00

Dati								Tensioni verticali			Verifica sfilamento		
H alto (m)	ID geogr.	H Geo (m)	H (m)	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	φ' (°)	β (°)	Lgeo (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	Le_{min} (m)	FS	Fsmin
0	0		0	19	0	32.0	65	7.5	0	0			
1.1	1	1.2	1.1	19	0	32.0	65	7.5	21	21	0.51	14.69	1.00
1.75	2	0.975	1.75	19	0	32.0	65	7.5	33	33	0.32	23.37	1.00
2.4	3	0.975	2.4	19	0	32.0	65	7.5	46	46	0.23	32.05	1.00
3.05	4	0.975	3.05	19	0	32.0	65	7.5	58	58	0.18	40.73	1.00
3.7	5	0.975	3.7	19	0	32.0	65	7.5	70	70	0.15	49.41	1.00
4.35	6	0.975	4.35	19	0	32.0	65	7.5	83	83	0.13	58.09	1.00
5	7	0.325	5	19	0	32.0	65	7.5	95	95	0.11	66.77	1.00

Figura 11.24: Risultati verifiche geogriglia – Liv. 2 H 5.0 m – Condizione sismica SLV A2M2

12 VERIFICHE DELLA PARATIA DI MICROPALI

Per quanto riguarda i micropali costituenti la paratia di sostegno si sono svolte le verifiche a taglio e a presso-flessione facendo riferimento alle sollecitazioni ottenute dall'analisi agli elementi finiti svolta con il software Plaxis in combinazione STR (A1+M1+R1).

Per le verifiche sui pali si è considerata un'armatura tubolare di diametro 139,7 mm e spessore 12,5 mm. Tali tubi presentano le sueguenti proprietà:

- Peso p = 39,2 kg/m;
- Area della sezione A = 50 cm^2;
- Momento d'inerzia I = 1020 cm^4;
- Raggio d'inerzia i = 4,52 cm;
- Modulo di resistenza elastico W_{el} = 146 cm^3;
- Modulo di resistenza plastico W_{pl} = 203 cm^3

12.1 VERIFICA A TAGLIO

Per la verifica a taglio la formula alla quale si è fatto riferimento per il calcolo della resistenza strutturale è la seguente:

$$V_{rd} = \frac{2A}{\pi} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}}$$

Avendo posto fy pari a 35,5 KN/cm^2 e γM0 uguale a 1,1 si è ottenuto una resistenza di progetto pari a 594 kN che risulta ampiamente superiore alla sollecitazione di progetto che risulta essere pari a 56.1 kN.

12.2 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Per la verifica a presso-flessione si è dovuto tenere in considerazione lo sforzo assiale e il momento flettente agenti sulla paratia ottenuti dall'analisi agli elementi finiti.

L'espressione utilizzata per la verifica a presso-flessione è la seguente:

$$\frac{\frac{N_{sd}}{A \cdot f_y}}{\gamma_{M0}} + \frac{\frac{M_{sd}}{W_{pl} \cdot f_y}}{\gamma_{M0}} \leq 1$$

Dove:

- N_{sd} è lo sforzo assiale di progetto;
- M_{sd} è il momento flettente di progetto;
- W_{pl} è il modulo di resistenza plastico dell'armatura;

I valori delle sollecitazioni di progetto, opportunamente fattorizzate con i coefficienti parziali relativi all'approccio (A1+M1+R1) sono:

Nsd = 107 kN

Msd = 1280 kN

Utilizzando quindi questi valori nella formula sopra spiegata si ottiene un valore di 0,3 e quindi la verifica risulta soddisfatta.

13 VERIFICA DEI TIRANTI DI ANCORAGGIO

13.1 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DEGLI ANCORAGGI

Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno la cui caratteristica principale è quella di resistere a forze di trazione.

Per l'opera di sostegno in esame sono previsti tiranti provvisori e attivi.

Per sostenere il fronte di scavo si è pensato all'installazione di quattro ordini di tiranti, di cui i primi due sono costituiti da 3 trefoli e bulbo di fondazione di 12 m, mentre gli altri due ordini sono formati da 4 trefoli e un bulbo di fondazione di 15 m.

Il primo trefolo è sottoposto a una pretensione pari al 50% della tensione nominale, mentre gli altri ordini sono pretesi all'85% del valore nominale.

La verifica allo sfilamento degli ancoraggi viene svolta in combinazione GEO (A2+M2+R2) e si esegue confrontando la massima azione di progetto con la resistenza di progetto Rd, determinata applicando alla resistenza caratteristica Rak i fattori parziali ɣR riportati nella Tabella 6.6.I del D.M del 14 gennaio 2008.

Tabella 6.6.I – *Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi*

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Figura 13.1: Coefficienti parziali per la reistenza degli ancoraggi

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio Rak si può determinare:

- Dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;
- Con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso in esame si fa riferimento a metodi di calcolo analitici e quindi il valore della resistenza caratteristica Rak è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξa3 e ξa4 al valore ottenuto dal calcolo.

Per la valutazione dei fattori ξa3 e ξa4 si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

Tabella 6.6.III: *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.*

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Figura 13.2: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche

Per il calcolo della resistenza si è fatto riferimento al Metodo di Bustamante e Doix.

Si riportano di seguito i risultati della verifica svolta:

Tabella 13.1: Verifica a sfilamento degli ancoraggi della sezione longitudinale

Ordine	D [m]	L [m]	h [m]	γ [kN/mc]	c [kN/mq]	γ_R	R_k [kN]	R_d [kN]	S_d [kN]	R_d/S_d	
1	0.16	12	7.6	24	56	1.1	483.2	293	136.6	2.14	**VERIFICATO**
2	0.16	12	9.8	24	200	1.1	1040.4	630	313.2	2	**VERIFICATO**
3	0.16	15	11.4	25	200	1.1	1342	813	461.4	1.76	**VERIFICATO**
4	0.16	15	14	25	200	1.1	1765	1070	413.1	2.6	**VERIFICATO**

13.2 VERIFICA DI RESISTENZA A TRAZIONE DEI TREFOLI

La verifica è stata svolta considerando trefoli in acciaio con area di 140 mm^2 e una resistenza allo snervamento del trefolo di 1570 N/mm^2.
Per questa verifica si è considerata una combinazione STR (A1+M1+R1) applicando la formula seguente:

$$R_d = \cdot f_{yd} \cdot A_y \cdot n$$

Dove:

- n è il numero di trefoli costituenti il tratto libero del tirante;
- A_y è sezione trasversale di un trefolo;
- f_{yd} è la resistenza allo snervamento del trefolo.

In Tabella 13.2 si riportano i risultati della verifica di resistenza a trazione dei trefoli:

Tabella 13.2: Risultati della verifica a trazione sui trefoli

Ordine	f_{yd} [N/mm^2]	A_y [mm^2]	n	R_d [kN]	S_d [kN]	R_d/S_d	
1	1570	140	3	659	291	2.26	**VERIFICATO**
2	1570	140	3	659	499	1.32	**VERIFICATO**
3	1570	140	4	879	670	1.31	**VERIFICATO**
4	1570	140	4	879	663	1.33	**VERIFICATO**

14 CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI

Nell'ambito della progettazione definitiva della galleria scolmatrice dei Torrenti S.Siro e Magistrato, il presente documento analizza le condizioni di stabilità del versante insistente sulle opere di imbocco. Tale necessità è emersa a fronte dell'aggiornamento della cartografia del Piano di Bacino Stralcio 15 (ultima modifica, con DGP n° 124 del 22/09/2014, entrata in vigore in data 06/10/2014), in cui si perimetra una Deformazione Gravitativa Profonda di Versante (DGPV) in destra idraulica del Torrente S.Siro interessante le opere di imbocco dello scolmatore oggetto di progettazione definitiva.

In fase propedeutica alle analisi di stabilità del versante, sono stati esaminati i dati geologici e geotecnici complessivamente disponibili con particolare riferimento all'area mappata come DGPV, comprensivi della recente indagine geognostica integrativa (Dicembre 2015). Dette informazioni, unitamente al sopralluogo condotto da D'Appolonia in Aprile 2016, consentono di delineare un quadro di sostanziale inattività del fenomeno gravitativo in oggetto.

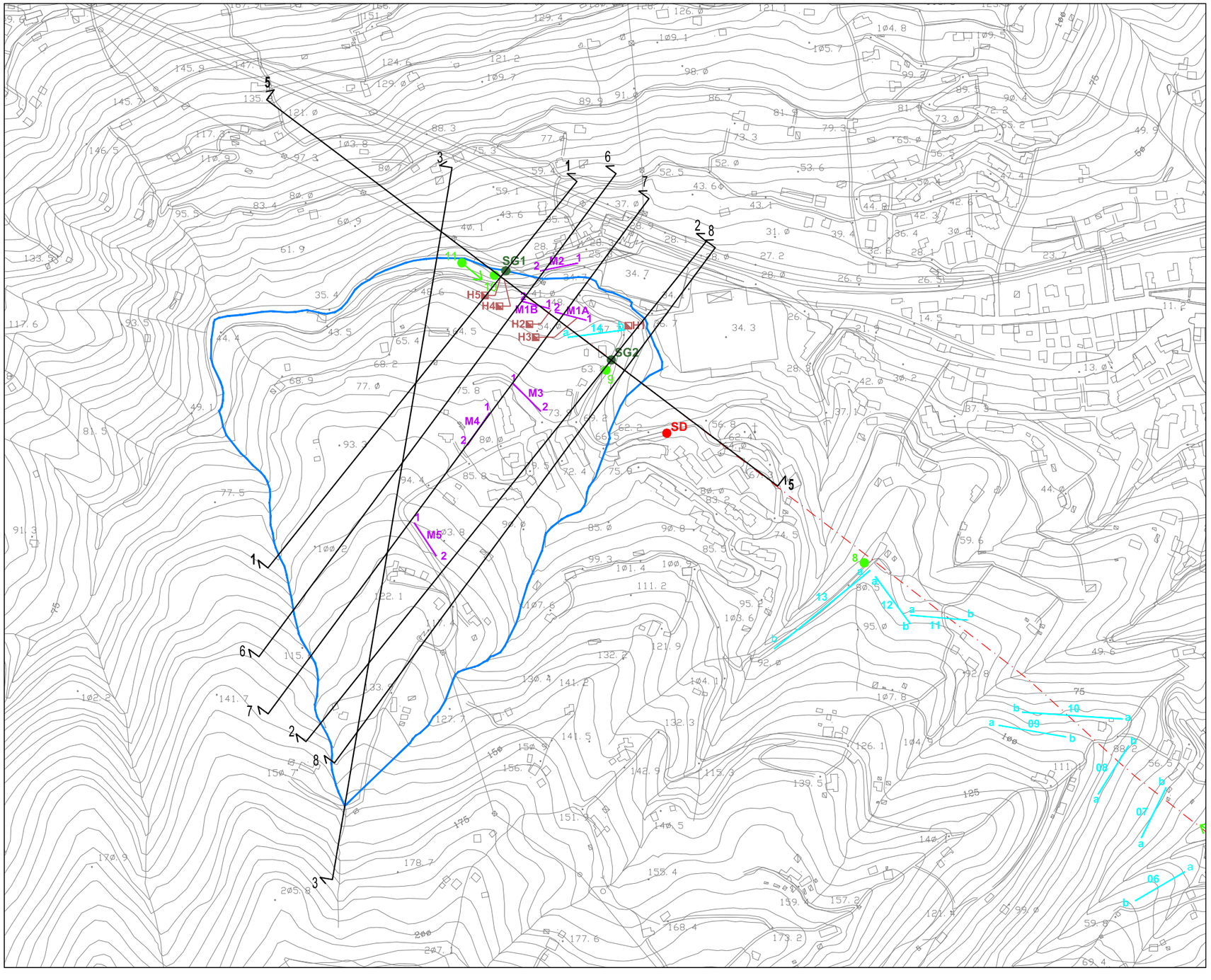
Sulla base del modello geologico e geotecnico adottati, derivanti dalle informazioni disponibili, sono state condotte le analisi di stabilità del versante. Queste hanno evidenziato potenziali cinematismi alla base del pendio, ovvero nella porzione maggiormente acclive. A fronte di tali criticità potenziali, limitatamente alla zona interessante le opere di imbocco sono state previste opere di stabilizzazione finalizzate alla messa in sicurezza del cantiere dello scolmatore e ad evitare il successivo insorgere di potenziali riattivazioni od inneschi in conseguenti alla realizzazione delle opere di imbocco.

Relativamente alla restante porzione di versante, per la quale non sono previste opere, e ad integrazione degli interventi previsti nell'area oggetto di intervento, si ritiene opportuno verificare l'effettivo stato di attività del versante mediante adeguato monitoraggio degli spostamenti. Il piano di monitoraggio geotecnico prevede l'installazione di inclinometri e piezometri nell'area di versante con acquisizione dei dati in remoto.

Preliminarmente alla redazione del Progetto Esecutivo si raccomanda l'esecuzione di un'ulteriore campagna di indagini geognostiche con prelievo di campioni nella coltre e analisi di laboratorio volte a confermare le caratteristiche di resistenza dello strato in oggetto e l'esecuzione di un rilievo celerimetrico avente lo scopo di confermare l'immutata configurazione attuale dei luoghi.

GBM/EMS/ABA/AED:plp

APPENDICE A
TAVOLE





MAPPA CHIAVE

N

LEGENDA

- ASSE GALLERIA SCOLMATORE
- PERIMETRAZIONE DGPV
- SONDAGGI (2003)
- SONDAGGI (2005)
- PROSPEZIONI SISMICHE (2003-2005); a)RIFLESSIONE; b)RIFRAZIONE
- PROFILI GEOELETTRICI (2003-2005)
- PROSPEZIONI GEOFISICHE MASW (2015)
- PROSPEZIONI GEOFISICHE HVRS (2015)
- SONDAGGI ATTREZZATI PER PROSPEZIONI GEOFISICHE DOWN HOLE e riprese BHTV (2015)

NOTE:

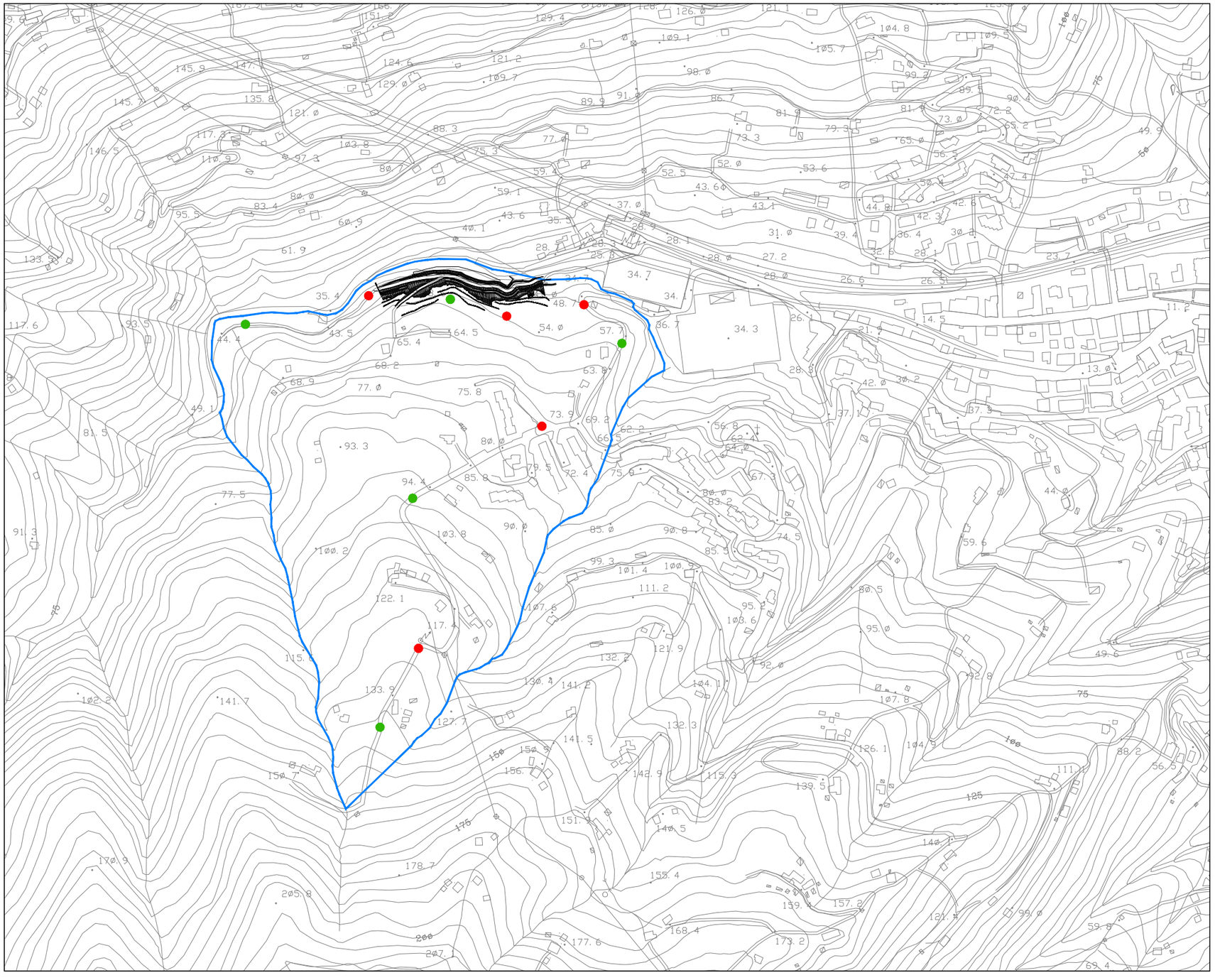
PER LE SEZIONI GEOLOGICHE SI RIMANDA ALL'ELABORATO SPECIFICO.

SCALA

0 50 100 200 m

TAVOLA 1

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE





MAPPA CHIAVE

N

LEGENDA

- PERIMETRAZIONE DGPV
- INSTALLAZIONE DI INCLINOMETRO E PIEZOMETRO (L=20m)
- INSTALLAZIONE DI INCLINOMETRI (L=20m)

NOTE:

- LE PERFORAZIONI DOVRANNO ESSERE EFFETTUATE CON CAROTAGGIO CONTINUO PER CONSENTIRE L'ACQUISIZIONE DELLE INFORMAZIONI STRATIGRAFICHE;
- L'ACQUISIZIONE DEI DATI DI MONITORAGGIO DOVRA' ESSERE EFFETTUATA IN REMOTO..

SCALA

0 50 100 200 m

TAVOLA 2

PROPOSTA PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO

APPENDICE B

SLIDE REPORT

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 1-1'_statico - 1A

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 1-1'_statico - 1B

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 1-1'_sismico - 1C

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.037
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.0187

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 1-1'_statico - 2A

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 13 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 1-1'_statico opere - 3A

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: fill
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: calcestruzzo
Strength Type: Infinite strength
Unit Weight: 25 kN/m3

Support Properties

Support: tiranti A
tiranti A
Support Type: End Anchored
Force Application: Active
Out-of-Plane Spacing: 3 m
Anchor Capacity: 150 kN

Support: micropali
micropali
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 620 kN

Support: geogriglia
geogriglia
Support Type: GeoTextile
Force Application: Passive
Force Orientation: Bisector of Parallel and Tangent
Anchorage: Slope Face
Shear Strength Model: Linear
Strip Coverage: 100 percent
Tensile Strength: 110.5 kN/m
Pullout Strength Adhesion: 4 kN/m2
Pullout Strength Friction Angle: 25 degrees

Support: palizzate
palizzate
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 11.5 kN

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 1-1'_statico opere - 3B

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: fill
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: calcestruzzo
Strength Type: Infinite strength
Unit Weight: 25 kN/m3

Support Properties

Support: tiranti A
tiranti A
Support Type: End Anchored
Force Application: Active
Out-of-Plane Spacing: 3 m
Anchor Capacity: 150 kN

Support: micropali
micropali
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 620 kN

Support: geogriglia
geogriglia
Support Type: GeoTextile
Force Application: Passive
Force Orientation: Bisector of Parallel and Tangent
Anchorage: Slope Face
Shear Strength Model: Linear
Strip Coverage: 100 percent
Tensile Strength: 110.5 kN/m
Pullout Strength Adhesion: 4 kN/m2
Pullout Strength Friction Angle: 25 degrees

Support: palizzate
palizzate
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 11.5 kN

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 1-1'_sismico opere - 3C

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.037
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.0187

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: fill
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: calcestruzzo
Strength Type: Infinite strength
Unit Weight: 25 kN/m3

Support Properties

Support: tiranti A
tiranti A
Support Type: End Anchored
Force Application: Active
Out-of-Plane Spacing: 3 m
Anchor Capacity: 150 kN

Support: micropali
micropali
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 620 kN

Support: geogriglia
geogriglia
Support Type: GeoTextile
Force Application: Passive
Force Orientation: Bisector of Parallel and Tangent
Anchorage: Slope Face
Shear Strength Model: Linear
Strip Coverage: 100 percent
Tensile Strength: 110.5 kN/m
Pullout Strength Adhesion: 4 kN/m2
Pullout Strength Friction Angle: 25 degrees

Support: palizzate

palizzate
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 11.5 kN

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 3-3' statico - 1A

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 3-3'_statico - 1B

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 3-3'_sismico - 1C

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.037
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.0187

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 3-3'_statico - 2A

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 13 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 5-5'_statico - 1A

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 5-5'_statico - 1B

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 5-5'_sismico - 1C

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.037
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.0187

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 5-5'_statico opere - 3A

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: fill
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: calcestruzzo
Strength Type: Infinite strength
Unit Weight: 25 kN/m3

Support Properties

Support: micropali
micropali
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 620 kN

Support: geogriglia
geogriglia
Support Type: GeoTextile
Force Application: Passive
Force Orientation: Bisector of Parallel and Tangent
Anchorage: Slope Face
Shear Strength Model: Linear
Strip Coverage: 100 percent
Tensile Strength: 110.5 kN/m
Pullout Strength Adhesion: 4 kN/m2
Pullout Strength Friction Angle: 25 degrees

Support: palizzate
palizzate
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 11.5 kN

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 5-5'_statico opere - 3B

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees

Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: fill
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: calcestruzzo
Strength Type: Infinite strength
Unit Weight: 25 kN/m3

Support Properties

Support: micropali
micropali
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 620 kN

Support: geogriglia
geogriglia
Support Type: GeoTextile
Force Application: Passive
Force Orientation: Bisector of Parallel and Tangent
Anchorage: Slope Face
Shear Strength Model: Linear
Strip Coverage: 100 percent
Tensile Strength: 110.5 kN/m
Pullout Strength Adhesion: 4 kN/m2
Pullout Strength Friction Angle: 25 degrees

Support: palizzate
palizzate
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 11.5 kN

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: Sez 5-5'_sismico opere - 3C

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
Janbu corrected
Spencer

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Radius increment: 10
Minimum Elevation: Not Defined
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.037
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.0187

Material Properties

Material: Deposito eluvio-colluviale
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_alterato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m3
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 30 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: Substrato_intatto
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 24 kN/m3
Cohesion: 70 kPa
Friction Angle: 22 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: fill
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m3
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 32 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: calcestruzzo
Strength Type: Infinite strength
Unit Weight: 25 kN/m3

Support Properties

Support: micropali
micropali
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 620 kN

Support: geogriglia
geogriglia
Support Type: GeoTextile
Force Application: Passive
Force Orientation: Bisector of Parallel and Tangent
Anchorage: Slope Face
Shear Strength Model: Linear
Strip Coverage: 100 percent
Tensile Strength: 110.5 kN/m
Pullout Strength Adhesion: 4 kN/m2
Pullout Strength Friction Angle: 25 degrees

Support: palizzate
palizzate
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.5 m
Pile Shear Strength: 11.5 kN