

S.S. 51 "DI ALEMAGNA"

Interventi di mitigazione del rischio idrogeologico S.S. 51 - Km 95+100

A.Q. DG 84/21 LOTTO 13

Accordo quadro per "Servizi di progettazione definitiva ed esecutiva, relativi ad interventi di manutenzione straordinaria della sede stradale, per la durata di 1460 (millequattrocentosessanta) giorni"

PROGETTISTA:

R.T.I. : Studio Martini Ingegneria S.r.l. (Capogruppo)
SMQ Servizi e Controlli Tecnici S.r.l.
Studio Colleselli & Partners
ACS Ingegneri
DI.MO.RE S.r.l.
PARALLAB S.r.l.



VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Fabrizio ZUDDAS

PROTOCOLLO *CDG - 0840790*

DATA *30/09/2025*



GEOLOGIA E GEOTECNICA

Relazione geotecnica

PROGETTISTA E DIRETTORE
TECNICO PER STUDIO MARTINI
INGEGNERIA S.R.L.



Ing. Antonio MARTINI

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00GE00GETRE01A_Relazione_geotecnica				
- - - - -	-	- - - -	CODICE ELAB. T00GE00GETRE01A			A	
D							
C							
B							
A	PRIMA EMISSIONE		18/03/2026	AT	AM	AM	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

Indice

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4. VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA	6
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	10
6. INDAGINI GEOGNOSTICHE	11
7. STRATIGRAFIA DI CALCOLO	13
7.1. PROFONDITA' DELLA FALDA	13
8. SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	14
9. STABILITÀ DEGLI SCAVI TEMPORANEI	17
9.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	17
9.1.1. Chiodature	17
9.1.2. Boiacca cementizia	17
9.2. PROCEDURA SULL'UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO	18
9.2.1. Giudizio sull'attendibilità del codice di calcolo utilizzato	19
9.2.2. Criteri adottati per l'analisi strutturale	19
9.2.3. Giudizio sull'elaborazione e sull'attendibilità dei risultati	19
9.2.4. Elaborazione dati	20
9.3. STATI LIMITE E METODI DI ANALISI	20
9.3.1. Coefficienti di combinazione e combinazioni di carico	20
9.3.2. Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno	22
9.3.3. Modellazione geotecnica	23
9.3.4. Verifiche di sicurezza	23
9.4. VERIFICHE DI STABILITÀ'	25
9.4.1. Analisi dei carichi	25
9.4.2. Principali parametri di input	25
9.4.3. Scavo Spalla 1	30
9.4.4. Scavo Spalla 2	33
9.4.5. Scavo Pila 1	36
9.4.6. Scavo Pila 2	39
10. STABILITÀ DELL'OPERA IN GABBIONI	42
10.1. CARICHI AGENTI	43

10.1.1.	Carichi permanenti: pesi propri.....	43
10.1.2.	Carichi permanenti: spinta delle terre	43
10.1.3.	Carichi variabili: azioni da traffico	43
10.1.4.	Carico sismico.....	43
10.2.	MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	44
10.3.	CALCOLO DELLE SUPERFICI DI SCORRIMENTO.....	44
10.4.	VERIFICA DELLA GABBIONATA	45
10.4.1.	SLU di tipo strutturale.....	45
10.4.2.	Stabilità globale del sistema muro-terreno di fondazione.....	47
10.4.1.	Verifiche di scorrimento, ribaltamento e capacità portante.....	49

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo fa riferimento alle opere strutturali del progetto PFTE/ESECUTIVO relativo all'intervento di "Interventi di mitigazione del rischio idrogeologico al km 95 +100 della SS 51"

Il progetto si inserisce nell'ambito dell'Accordo Quadro DG 84/21 Lotto 13, per l'affidamento dei "Servizi di progettazione definitiva ed esecutiva, relativi ad interventi di manutenzione straordinaria della sede stradale, per la durata di 1460 (millequattrocentosessanta) giorni" per la Struttura Territoriale ANAS S.p.A. del Veneto e Friuli-Venezia Giulia. - S.S. 51 di "Alemagna" – PIANO ACCESSIBILITA' CORTINA 2021.

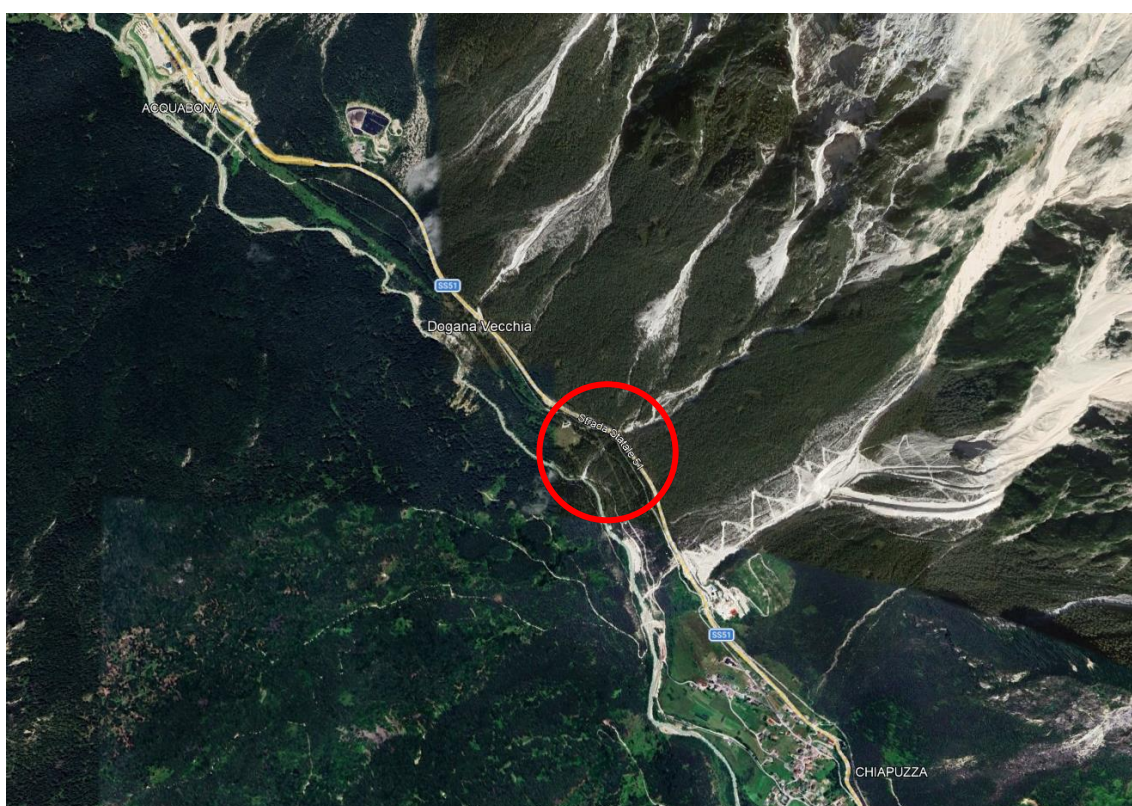


Figura 1: Inquadramento su Ortofoto

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

La zona di intervento è situata in Comune di San Vito di Cadore, in loc. Ponte del Venco, lungo il tratto di strada Statale 51 “di Alemagna” che dal centro abitato di Chiapuzza sale verso Cortina d’Ampezzo. L’ambito si presenta compreso nell’area di scarico del compluvio denominato Ru del Venco. Tale area è caratterizzata dalla presenza di aree di accumulo di colate detritiche che si originano nelle parti alte del Ru del Venco e dalle propaggini meridionali della Croda Marcora. Al piede della parete rocciosa esistono tre compluvi principali, sede di debris flow, che confluiscono nella depressione morfologica del Ru del Venco. L’attraversamento della SS 51 avviene al Km 95+100.

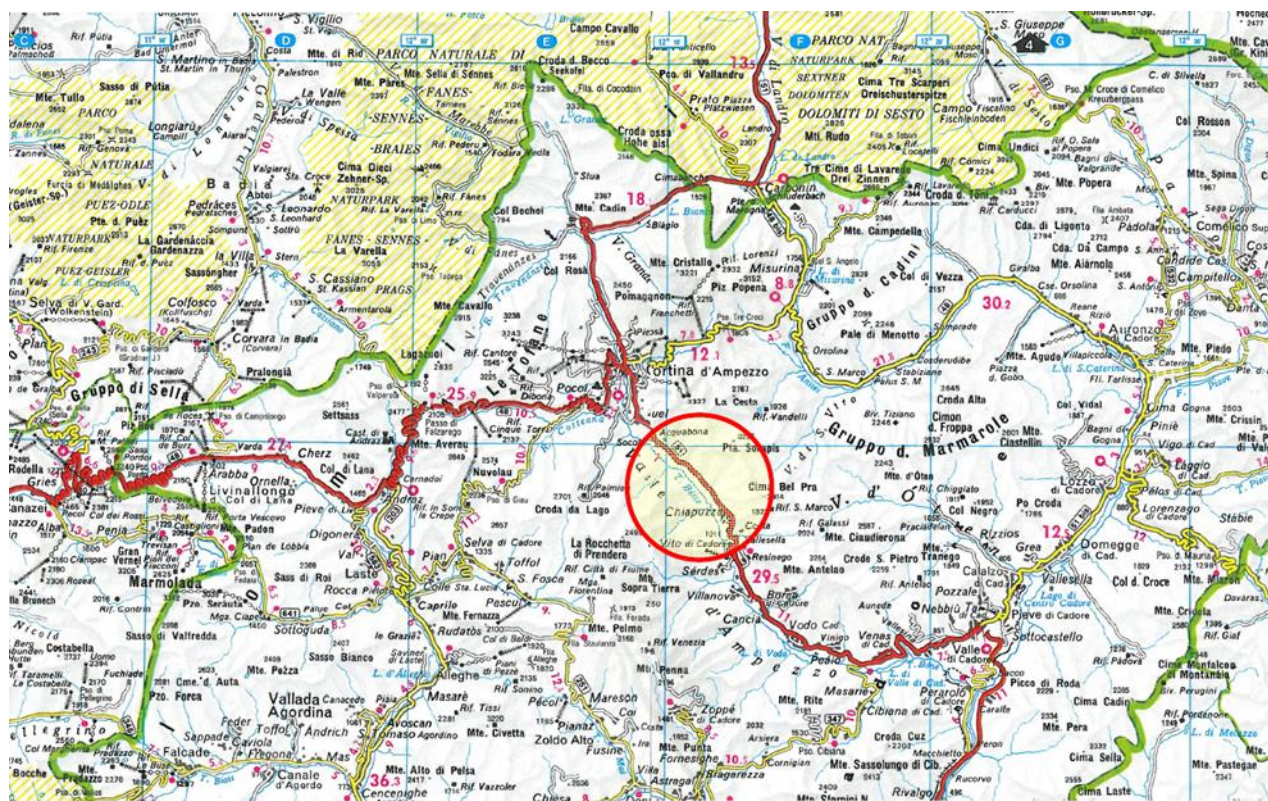


Figura 2 Inquadramento territoriale della zona di intervento

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente documento è stato redatto in osservanza alla vigente normativa, ed in particolare si fa riferimento ai seguenti documenti:

- Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17 Gennaio 2018;
- Circolare esplicativa N.T.C. 2018;
- Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, febbraio 1998;
- “Linea guida per la identificazione, la qualificazione e il controllo di accettazione di sistemi di ancoraggio di tipo passivo per uso geotecnico realizzati con barre piene e barre cave auto-perforanti d’acciaio” – D.P.C.S.LL.PP. n°411 del 27/11/2020.
- Linee Guida “Valutazione della sicurezza sismica di opere d’arte esistenti nel loro stato attuale e successivo ad interventi strutturali di ampliamento”.

4. VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA

L'arteria di progetto si sviluppa nel Comune di San Vito di Cadore.

Per la località e l'opera in questione si assume:

Vita nominale: $V_N = 10$ anni

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso: $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento: $V_R = C_U \times V_N = 15$ anni

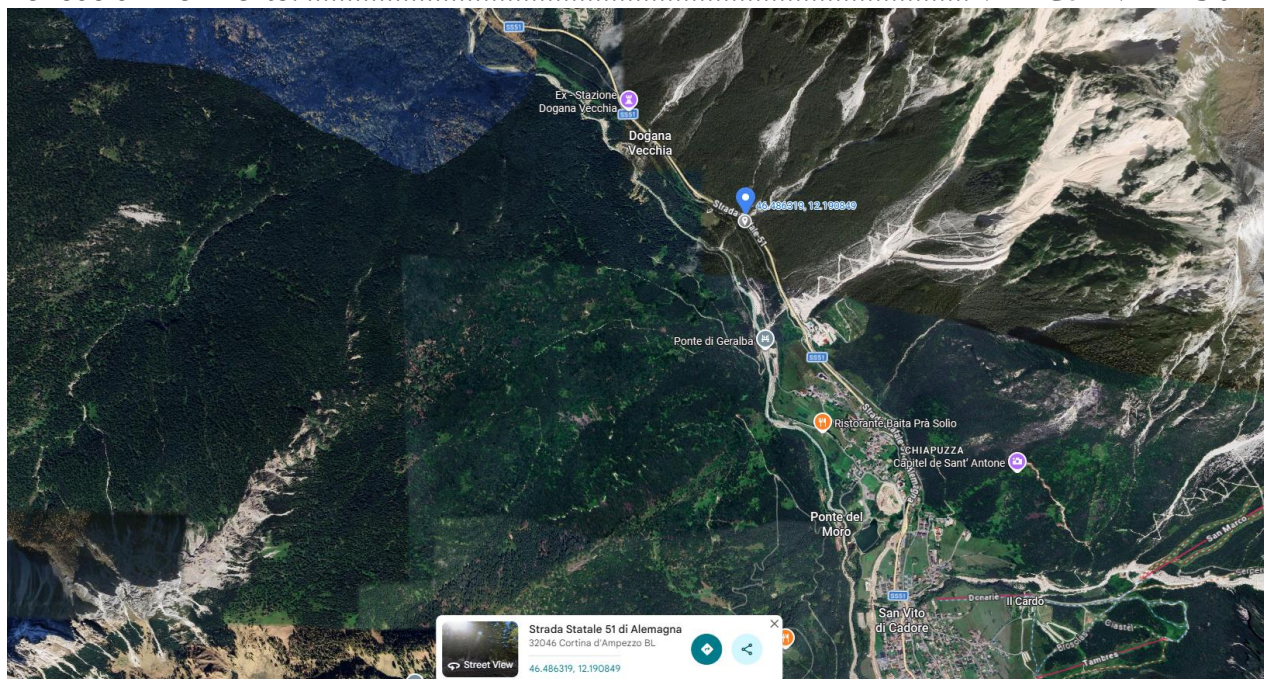


Figura 3: Localizzazione dell'opera

Con riferimento a quanto contenuto nelle NTC18 il terreno in sito risulta assoggettabile alla categoria topografica T2 "Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ ", mentre il sottosuolo ricade in quella che la normativa definisce come categoria B "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.", sulla base delle indagini disponibili.

L'Individuazione della Pericolosità di sito viene realizzata attraverso il foglio di calcolo "Spettri di risposta- Versione 1.03" messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate
LONGITUDINE: 12.19054
LATITUDINE: 46.48640

☐ Ricerca per comune
REGIONE: Veneto
PROVINCIA: Belluno
COMUNE: San Vito

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km 5

7863 7864
8085 8086
-7.5 -7.5

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
Sito esterno
media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Attraverso i dati ricavati dal foglio di calcolo viene calcolata l'accelerazione a_{max} , data dall'espressione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e topografica (S_T).

Il valore di a_g è desunto dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo INGV, mentre F_0 e T_C sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

Fase 1: individuazione della pericolosità del sito:

Per il sito in esame si riportano i valori ottenuti dal foglio di calcolo:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.030	2.584	0.212
50	0.037	2.617	0.250
72	0.044	2.562	0.276
101	0.052	2.516	0.296
140	0.059	2.578	0.314
201	0.070	2.554	0.329
475	0.097	2.570	0.365
975	0.125	2.575	0.391
2475	0.167	2.643	0.415

Fase 2: scelta della strategia di progettazione:

In questo caso spetta al progettista definire il coefficiente d'uso della costruzione c_u in base al quale i valori della tabella sottostante variano. Si riportano di seguito valori ricavati con un coefficiente d'uso pari ad III e vita nominale pari a 10 anni. In merito si precisa che l'applicativo considera automaticamente una vita di riferimento minima di 35 anni.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.030	2.584	0.212
SLD	35	0.032	2.595	0.223
SLV	332	0.084	2.563	0.350
SLC	682	0.110	2.573	0.378

Fase 3: determinazione dell'azione di progetto:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: B info $S_s = 1.200$ $C_c = 1.357$ info
 Categoria topografica: T2 info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.200$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta = 1.000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o 1 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta = 1/q = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ➔
 Parametri e punti spettri di risposta ➔

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.084 g
F_o	2.563
T_C^*	0.350 s
S_S	1.200
C_C	1.357
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.440
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.475 s
T_D	1.937 s

Pertanto, i parametri sismici calcolati considerando gli stati limite ultimi ed in particolare gli SLV, risultano pari a:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.2 \cdot 1.2 \cdot 0.084 \text{ g} = 0,121 \text{ g}$$

5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'inquadramento geologico e geomorfologico dell'area di intervento è desunto dalla Relazione Geologica del vicino progetto "Adeguamento manufatto idraulico in località Ponte del Venco al km 95+100", alla quale si rimanda per la trattazione completa del contesto territoriale e dei processi geomorfologici che caratterizzano il sito.

L'area di studio è localizzata lungo la S.S. n. 51 "di Alemagna" in corrispondenza del km 95+100, nel territorio comunale di San Vito di Cadore (BL). Il tratto stradale oggetto di intervento si sviluppa al piede di un versante montano caratterizzato da morfologia acclive e inciso da canali che convogliano i deflussi superficiali provenienti dalle porzioni più elevate del versante.

Dal punto di vista geomorfologico il versante sovrastante la sede stradale è interessato da processi gravitativi e di trasporto detritico, con particolare riferimento a fenomeni di colata detritica (debris flow) che si sviluppano lungo gli impluvi e i canali presenti a monte della viabilità.

La dinamica geomorfologica dell'area è pertanto strettamente connessa alla presenza di tali canali, che costituiscono le principali vie preferenziali di mobilizzazione e trasporto dei materiali detritici verso valle, con possibile interferenza con l'infrastruttura stradale.

Per una descrizione dettagliata delle caratteristiche litologiche, strutturali e geomorfologiche dell'area, nonché per l'analisi dei fenomeni di instabilità e delle condizioni di pericolosità geomorfologica del sito, si rimanda alla Relazione Geologica.

6. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il presente elaborato si basa sulla campagna di indagini eseguita nel 2018 nell'ambito del progetto denominato "Adeguamento manufatto idraulico in località Ponte del Venco al km 95+100 della S.S. 51 di Alemagna".

In particolare sono state eseguite le seguenti indagini:

- n. 1 prospezione sismica attiva di tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) finalizzata alla caratterizzazione sismica del sottosuolo e alla determinazione del profilo delle velocità delle onde di taglio;
- n. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S1) spinto fino alla profondità di 20 m dal piano campagna, con recupero delle carote e relativa descrizione stratigrafica mediante disposizione dei campioni nelle cassette catalogatrici;
- prelievo di n. 1 campione rimaneggiato alla profondità compresa tra 7.50 e 8.00 m dal piano campagna, successivamente sottoposto a prove di laboratorio geotecnico.

Per facilità di consultazione si riporta il certificato del sondaggio considerato.

AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE QUALITÀ UNI EN ISO 9001:2008 CERTIFICATO DA SGS Autorizzazione del Ministero delle Infrastrutture n. 5023 del 24/05/2011 esecuzione e certificazione di indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito art. 59 D.P.R. 380/2001 - Circolare 7619/STC del 08/09/10

georicerche
specialisti del sottosuolo

Certificato n° 025/2018/S-S2 15/05/2018	Verbale di accettazione n° 025/2018/S-V	Commessa: 025/2018/S
Committente: ANAS Spa		Sondaggio: S1 Pk 95+100 Km
Riferimento: Cantiere Loc. Ponte del Venco (BL) - SS.51 di Alemagna		Data: Dal 22 al 23/02/2018
Coordinate:		Quota:
Perforazione: A carotaggio continuo - Perforatrice Puntel PX800		
SCALA 1:82	STRATIGRAFIA	Pagina 1/1

Profondità (m)	Profondità (m)	Profondità (m)	Profondità (m)	Profondità (m)	Profondità (m)	Profondità (m)	Profondità (m)	Profondità (m)	Profondità (m)	DESCRIZIONE
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	Terreno di riporto costituito da ghiaia eterodimensionale (4 - 40 mm) con presenza di due ciottoli (diametro 9 cm) e di clasti asfaltici in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore grigio scuro
1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	Ghiaia fine (4 - 16 mm) in abbondante matrice sabbioso limosa di colore grigio chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	Ghiaia eterodimensionale medio grossolana (16 - 40 mm) in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore grigio chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	Ghiaia eterodimensionale medio grossolana (16 - 40 mm) in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore grigio chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	Ghiaia eterodimensionale medio grossolana (16 - 40 mm) in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore grigio chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	Ghiaia fine (2 - 16 mm) con alcuni clasti di diametro max 4,5 cm in matrice sabbioso-limosa di colore grigio chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	Ghiaia medio grossolana (25 - 50 mm) in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore grigio chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	Ghiaia eterodimensionale fine (4 - 20 mm) con alcuni clasti di diametro max 4,5 cm in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore grigio. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	
7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	Trovante; litologia di origine dolomia
8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	Ghiaia eterodimensionale fine (4 - 14 mm) in abbondante matrice sabbioso limosa di colore dal marroncino chiaro al grigio chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	Trovante; litologia di origine dolomia
9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	Ghiaia eterodimensionale fine (4 - 14 mm) in abbondante matrice sabbioso limosa di colore dal marroncino chiaro al grigio chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	Ghiaia eterodimensionale medio - grossolana (20 - 50 mm) in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore dal marroncino chiaro al grigio chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	Ghiaia eterodimensionale medio fine (2 - 20 mm) in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore marroncino chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia.
12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	
12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	Ghiaia fine (2 - 8 mm) con sabbia limosa di colore marrone. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia
13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	Ghiaia eterodimensionale medio fine (2 - 20 mm) con alcuni clasti di diametro max 4,5 - 5 cm in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore marroncino chiaro. Clasti subangolari; litologia di origine dolomia.
14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	
15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	
16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	
17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	
18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	
19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	
20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	

Foro di sondaggio riempito con materiale di risulta e miscela di acqua e cemento.
Rinvenuta acqua di falda durante la perforazione a 12.50 m da p.c..

7. STRATIGRAFIA DI CALCOLO

In considerazione della sostanziale uniformità litologica riscontrata nel sondaggio geognostico descritto al capitolo precedente, ai fini delle analisi è stata adottata una parametrizzazione costante lungo la verticale.

In particolare, sulla base della classificazione litologica individuata nel sondaggio, il terreno è stato assimilato ad una ghiaia sabbioso-limosa, come testimoniato dalla curva granulometrica.

Per tale litotipo sono stati assunti i parametri geotecnici caratteristici riportati in letteratura, con riferimento *allo Swiss Standard SN 670 010b – Characteristic Coefficients of Soils (Association of Swiss Road and Traffic Engineers)*:

- Peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno $\Phi = 34^\circ$

Con riferimento al *Bowles J. E. Fondazioni. Progetto e analisi. McGraw-Hill, Milano, 1991*:

- Modulo di Young $E = 30 \text{ MPa}$

I valori sopra riportati risultano inoltre coerenti con la parametrizzazione adottata nell'ambito del progetto denominato "Adeguamento manufatto idraulico in località Ponte del Venco al km 95+100 della S.S. 51 di Alemagna".

7.1. PROFONDITA' DELLA FALDA

Nel corso della perforazione del sondaggio geognostico descritto al capitolo precedente è stata intercettata la falda idrica alla profondità di circa 12,50 m dal piano campagna.

Tale informazione è stata assunta quale riferimento per la definizione delle condizioni idrogeologiche nelle analisi geotecniche di progetto.

8. SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione è un fenomeno che si verifica al manifestarsi di un evento sismico di una determinata intensità ed interessa i terreni sabbiosi sciolti posti al di sotto del livello di falda. In accordo con quanto riportato nella normativa vigente, si rende necessario verificare la stabilità del sito in oggetto nei confronti della liquefazione.

La verifica alla liquefazione, secondo § 7.11.3.4.2 delle NTC18, può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella prima figura nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in seconda figura nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

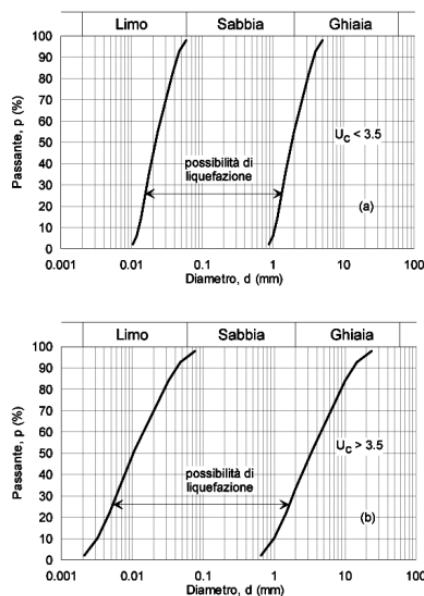
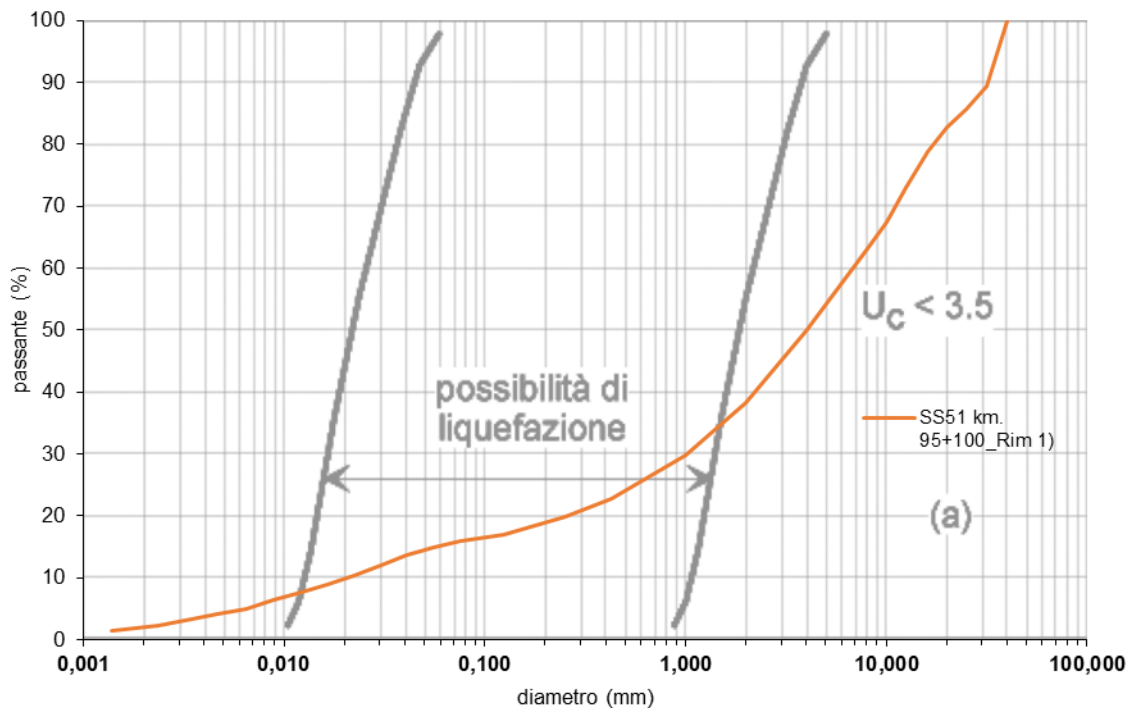


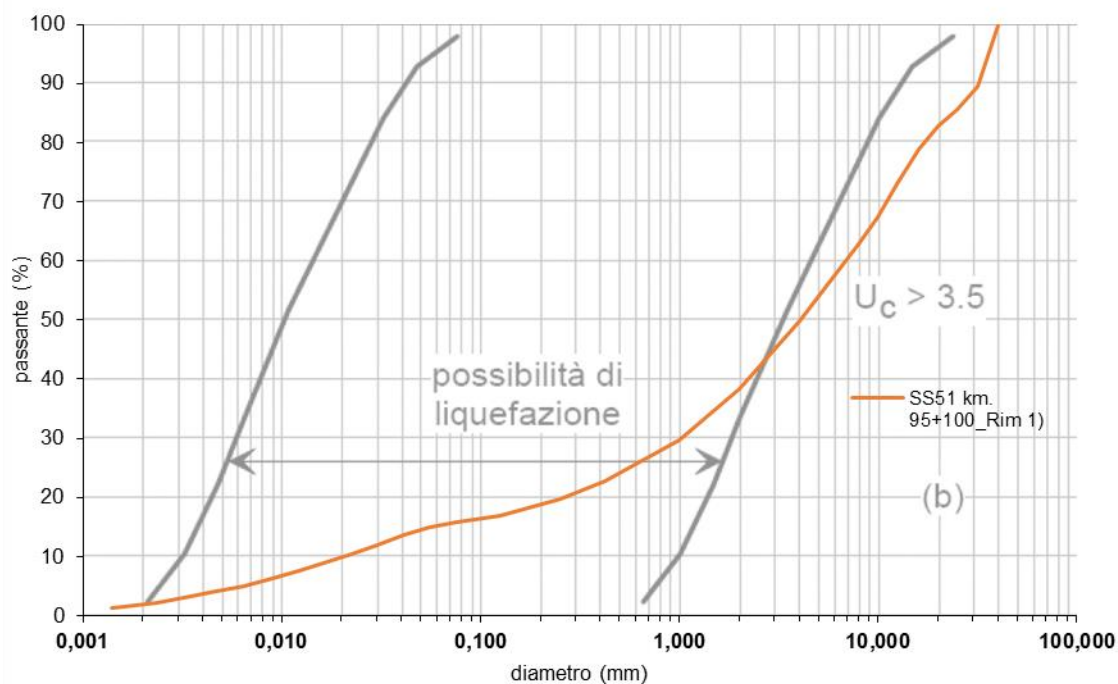
Figura 8-1: Fusi granulometrici di terreno suscettibili di liquefazione – NTC18

Si riporta la curva granulometrica relativa al campione rimaneggiato prelevato alla profondità di 7,50-8,00 m da pc, nei limiti definiti da normativa.

CURVA GRANULOMETRICA



CURVA GRANULOMETRICA



9. STABILITA' DEGLI SCAVI TEMPORANEI

Nel capitolo seguente vengono sviluppate le verifiche di stabilità dei fronti di scavo necessari per la realizzazione delle fondazioni profonde del ponte provvisorio, previsto nell'ambito delle opere di deviazione del traffico dall'attuale sedime stradale.

Le condizioni di scavo risultano stabilizzate mediante un sistema di soil nailing progettato ad hoc. Tali opere hanno carattere strettamente temporaneo, in quanto funzionali esclusivamente alle fasi costruttive dell'opera provvisorio, con una durata di permanenza prevista inferiore a 2 anni.

In ragione del carattere temporaneo dell'intervento, le verifiche geotecniche sono state condotte in condizioni statiche, senza considerare l'azione sismica, in accordo con quanto previsto al § 2.4.1 delle NTC 2018.

Le porzioni di versante su cui insistono le chiodature dovranno essere progressivamente trattate con spritz-beton caratterizzato da uno spessore non inferiore a 20 cm armato con doppia rete $\phi 5 \#20 \times 20$ cm.

9.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

9.1.1. Chiodature

Le chiodature dovranno essere in classe di resistenza pari o superiore alla 460 ($f_{0,2nom} = 460 \text{ MPa}$) aventi area nominale della sezione trasversale e una resistenza caratteristica a trazione non inferiori, rispettivamente a 1540 mm^2 e 708 kN. Si è considerato un diametro medio reso pari a 20 cm.

9.1.2. Boiaccia cementizia

La boiaccia cementizia, miscela di acqua e cemento, deve essere in classe di resistenza pari o superiore alla C20/25 come definito da "Linea guida per la identificazione, la qualificazione e il controllo di accettazione di sistemi di ancoraggio di tipo passivo per uso geotecnico realizzati con barre piene e barre cave auto-perforanti d'acciaio" – D.P.C.S.LL.PP. n°411 del 27/11/2020.

Più in dettaglio si prescrive un rapporto a/c pari ad 1 nella fase di perforazione ed avanzamento dell'elemento metallico, per poi passare ad un rapporto a/c compreso tra 0.4 e 0.55 anche in funzione ai criteri di iniettabilità dei terreni di fondazione coinvolti.

La tensione di aderenza che si sviluppa tra la barra e la boiacca cementizia viene determinata attraverso la seguente formula (§ 4.1.2.1.1.4 delle NTC2018):

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

in cui:

- η_1 è un coefficiente che tiene conto delle condizioni di aderenza (per barre ad aderenza migliorata ha valore unitario);
- η_2 è un coefficiente che tiene conto del diametro della barra

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{per } \varnothing \leq 32 \text{ mm} \\ \frac{132 - \varnothing}{100} & \text{per } \varnothing > 32 \text{ mm} \end{cases}$$

- f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto della malta, data dalla seguente formulazione (§4.1.2.1.1.2 e §11.2.10.2 delle NTC2018);

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,5}$$

Per una classe di calcestruzzo minima C20/25, si ottiene il seguente valore di aderenza:

$$f_{bd} = 1,7 \text{ MPa}$$

considerando un diametro nominale della barra di 60 mm e condizioni di buona aderenza.

9.2. PROCEDURA SULL'UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO

La presente relazione di calcolo segue le indicazioni fornite dal par. 10.2 del DM 17/01/2018 per quanto concerne analisi e verifiche svolte con ausilio di codici di calcolo. Per le verifiche geotecniche e strutturali è stato utilizzato il codice di calcolo Slide2 (Rocscience Inc.) come esposto ai paragrafi seguenti.

9.2.1. *Giudizio sull'attendibilità del codice di calcolo utilizzato*

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche del codice di calcolo utilizzato riportandone titolo, produttore e distributore, versione e estremi della licenza d'uso.

Origine e caratteristiche del codice di calcolo	
Titolo:	Slide2
Versione:	2023 Build: 9.027
Produttore-Distributore:	Tailor Engineering Italy, Toronto, Ontario M5T 1V1
Dati utente finale:	STUDIO MARTINI INGEGNERIA S.r.l.
Codice licenza:	329461447006047473

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione fornita dal produttore e distributore contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi di impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati. La società produttrice del software ha verificato l'affidabilità del proprio codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. È possibile reperire la documentazione fornita con il software contenente alcuni dei più significativi casi trattati nel "Slide2 Overview".

9.2.2. *Criteri adottati per l'analisi strutturale*

Di seguito si indicano il tipo di analisi geotecnica-strutturale condotta (statica, dinamica, lineare, non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema geotecnico-strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica delle sezioni.

Tipo di analisi per carichi statici: statica lineare

Metodo per l'analisi strutturale: metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Progetto – verifica degli elementi: DM 17/01/2018

9.2.3. *Giudizio sull'elaborazione e sull'attendibilità dei risultati*

Il programma Slide2 prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Verificato il buon esito di detti controlli si può affermare che il calcolo

automatico ha avuto buon esito, ed è risultato completo e congruo. Oltre alla verifica dei dati di input, i risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli al fine di comprovarne l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Tali calcoli hanno riguardato verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, ecc.

9.2.4. Elaborazione dati

Per l'elaborazione dei dati input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici *Microsoft Office Excel 2019*.

9.3. STATI LIMITE E METODI DI ANALISI

9.3.1. Coefficienti di combinazione e combinazioni di carico

Le verifiche sulle opere si eseguono in accordo con quanto riportato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018; in particolare si fa riferimento al §2.5.3 che riporta le combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale (generalmente impiegata per gli SLU):
$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione caratteristica o rara (generalmente impiegata per gli SLE irreversibili):
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione frequente (generalmente impiegata per gli SLE reversibili):
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione quasi permanente (generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine):
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione sismica (impiegata per SLU e SLE connessi all'azione sismica E):
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
- Combinazione eccezionale (impiegata per SLU connessi all'azione eccezionale E):
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Avendo indicato con:

- G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{ki} : le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile di base e Q_{k2} , Q_{k3} , azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella di base. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti da tabella;
- P : valore nominale della pretensione e precompressione;
- γ_{G1} , γ_{G2} , γ_Q : coefficienti parziali per le azioni;
- γ_P : coefficiente parziale sulla precompressione;
- ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} : coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

La tabella seguente (Tab. 2.6.I delle NTC 2018) riporta i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli SLU.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 9-1 Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU (tab. 2.6.I delle NTC2018)

La tabella seguente (Tab. 2.5.I delle NTC 2018) riporta il valore dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 9-2 Valori dei coefficienti di combinazione (tab. 2.5.I delle NTC2018)

9.3.2. Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

La tabella seguente (Tab. 6.2.II delle NTC 2018) riporta il valore dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Tab. 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_γ	1,0	1,0

Figura 9-3 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II delle NTC2018)

9.3.3. Modellazione geotecnica

Le verifiche delle opere in questione (terre rinforzate e chiodature) sono state condotte utilizzando i metodi dell'equilibrio limite, attraverso l'utilizzo del codice di calcolo Slide2.

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (*linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica, ecc.*). Dalle equazioni di equilibrio vengono calcolate le tensioni di taglio e confrontate con la resistenza disponibile, valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb. Il rapporto tra sollecitazione agente e resistenza definisce il fattore di sicurezza:

$$FS = \frac{\tau_{agenti}}{\tau_{resistenti}}$$

A causa della non linearità del volume potenzialmente instabile, si discretizza detto volume in differenti conci considerando l'equilibrio di ciascuno. Tra i vari metodi LEM disponibili in letteratura, si utilizzano i seguenti metodi che consentono di tenere conto sia l'equilibrio a traslazione sia l'equilibrio alla rotazione:

- Spencer (1967)
- Morgenstern-Price (1965)

Si considerano superfici di scivolamento ad arco di cerchio e superfici composite. Il metodo di ricerca delle superfici è stato impostato secondo l'algoritmo denominato "Auto Refine Search".

9.3.4. Verifiche di sicurezza

Nelle verifiche allo SLU deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Avendo indicato con:

- E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

- R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte in accordo con quanto riportato nella normativa vigente, impiegando gli approcci in essa riportati.

Le azioni di progetto sono state ottenute applicando ai valori caratteristici delle stesse i coefficienti parziali γ_F di cui alla Figura 9-1, mentre i valori di progetto delle resistenza sono stati determinati in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno divisi per i valori dei coefficienti parziali γ_M specificati nella Figura 9-3 e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi alla tipologia di opera che si sta analizzando.

9.4. VERIFICHE DI STABILITA'

9.4.1. *Analisi dei carichi*

Sovraccarico accidentale

Al fine di simulare i carichi presenti nella zona di influenza si è considerato:

- l'azione dovuta al passaggio del traffico stradale, considerata come carico uniformemente distribuito di valore pari a 20 kPa.

Tali carichi sono stati opportunamente coefficientati in accordo con le NTC2018 ed in funzione delle combinazioni studiate.

9.4.2. *Principali parametri di input*

9.4.2.1 *Parametri geotecnici*

Tutti i terreni sono stati simulati con modello costitutivo del tipo Mohr-Coulomb di tipo drenato con parametri c' e Φ' così come definiti al §7.

9.4.2.2 *Elementi strutturali*

Le chiodature sono state inserite come elementi "Soil nail". Sono considerate come elementi passivi aventi le seguenti caratteristiche:

- Area nominale della sezione trasversale $A_{nom} = 1540 \text{ mm}^2$;
- Valore nominale forza di scostamento dalla proporzionalità dello 0,2% $F_{0,2nom} = 708 \text{ kN}$.

In accordo con il §4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018, la forza resistente al taglio plastico di progetto possiede un valore pari a:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 247 \text{ kN}$$

in cui:

- $A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi} = 980 \text{ mm}^2$ l'area resistente a taglio per sezioni circolari cave, dove A è l'area lorda della sezione del profilo;
- $f_{yk} = 460 \text{ MPa}$ la tensione di snervamento dell'acciaio;
- $\gamma_{M0} = 1.05$ il coefficiente di sicurezza.

Nel seguito, si riportano le schermate delle proprietà assegnate nel codice di calcolo.

Support Properties

Name: TIRANTE 1540mm2 Color:

Support Type: Soil Nail

Manufacturer Library: None

General Pullout and Stripping Design Factors (Applied)

Type	Data
Force Application and Orientation	
Force Application	Passive (Method B)
Force Orientation	Parallel to Reinforcement
Spacing	
Out-Of-Plane Spacing (m)	2.2
Tensile	
Tensile Capacity (kN)	615
Shear and Compression	
Use Shear Capacity	Yes
Shear Capacity (kN)	226
Use Compression Capacity	No

Note: Properties are shared across all groups and scenarios.

OK Cancel

Support Properties

Name: TIRANTE 1540mm2 Color:

Support Type: Soil Nail

Manufacturer Library: None

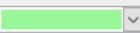
General Pullout and Stripping Design Factors (Applied)

Type	Data
Plate Capacity	
Plate Capacity (kN)	615
Bond Strength	
Bond Strength (kN/m)	11
Material Dependent	No

Note: Properties are shared across all groups and scenarios.

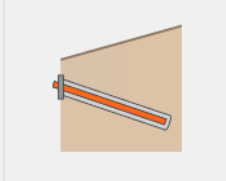
OK Cancel

Support Properties

Name: TIRANTE 1540mm2 light Color: 

Support Type: Soil Nail

Manufacturer Library: None



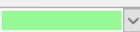
General Pullout and Stripping Design Factors (Applied)

Type	Data
Force Application and Orientation	
Force Application	Passive (Method B)
Force Orientation	Parallel to Reinforcement
Spacing	
Out-Of-Plane Spacing (m)	4.4
Tensile	
Tensile Capacity (kN)	615
Shear and Compression	
Use Shear Capacity	Yes
Shear Capacity (kN)	226
Use Compression Capacity	No

Note: Properties are shared across all groups and scenarios.

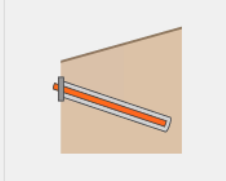
OK Cancel

Support Properties

Name: TIRANTE 1540mm2 light Color: 

Support Type: Soil Nail

Manufacturer Library: None



General Pullout and Stripping Design Factors (Applied)

Type	Data
Plate Capacity	
Plate Capacity (kN)	615
Bond Strength	
Bond Strength (kN/m)	11
Material Dependent	No

Note: Properties are shared across all groups and scenarios.

OK Cancel

La resistenza dei chiodi è stata determinata secondo il metodo proposto da Bustamante e Doix (1985). A tal proposito, si utilizzano il grafico riportato in Figura 9-4 per determinare la resistenza tangenziale s all'interfaccia tra tratto iniettato e terreno.

Considerando una tecnologia di esecuzione di tipo IGU (getto dell'intero palo in un'unica soluzione), si definisce cautelativamente il seguente valore di resistenza tangenziale:

- $s = 90 \text{ kPa}$, considerando quindi un valore medio di NSPT pari a 17.

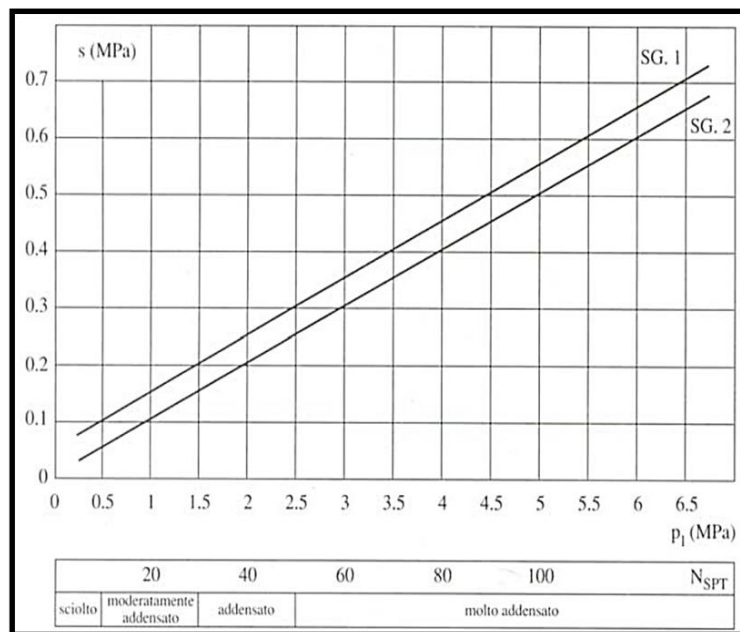


Figura 9-4 Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie (Viggiani, 1999)

Il carico limite per attrito laterale viene determinato mediante la seguente formula:

$$S = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

in cui:

- d_s è il diametro reso medio del micropalo;
- L_s è la lunghezza della zona iniettata.

Per la determinazione del diametro reso medio d_s , si assume

$$d_s = \alpha \cdot d$$

in cui:

- d è il diametro di perforazione;
- α è un coefficiente dipendente dal tipo di terreno e dalla tecnologia esecutiva.

Nel caso in esame, si è assunto un valore di α pari 1.15, considerando come tipologia di terreno una sabbia media.

Infine, per la valutazione dell'effetto di gruppo, per palificate in terreni incoerenti si assume cautelativamente un valore unitario di efficienza di gruppo.

Per palificate in terreni coesivi, invece, si considera la relazione proposta da Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d_s}{i}\right)}{\frac{\pi}{2}} \cdot \frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{m \cdot n}$$

dove:

- i è l'interasse tra i pali del gruppo;
- m rappresenta il numero di file di pali;
- n rappresenta il numero di pali per ciascuna fila.

Il calcolo del carico limite per unità di lunghezza del chiodo è riportato in Tabella 9-1.

Terreno	h [m]	z (h) [m]	p _i [MPa]	α [-]	k _p [-]	s [MPa]	d _s [m]	S [kN]
05 - Sabbia media	1,00	1,00	0,30	1,15	1,20	0,036	0,20	22,4

CARICO LIMITE (Approccio 2 - A1+M1+R3)	
Caratteristiche della fondazione	
Lunghezza della zona iniettata	L _s = 1,00 m
Diametro della perforazione	d = 0,175 m
Diametro medio reso	d _s = 0,20 m
Numero di file	m = 1
Numero di ancoraggi su ciascuna fila	n = 1000
Interasse medio del gruppo di ancoraggi	i _m = 2,20 m
Tecnologia di esecuzione	IGU
Capacità portante assiale del singolo chiodo	
Tipologia di ancoraggio	1 - Temporaneo
Numero di verticali indagate	N _v = 1
Resistenza caratteristica laterale	S _k = 22,4 kN
Coeff. di sicurezza per la resistenza	γ _s = 1,1
Resistenza di progetto laterale	S _d = 20,4 kN
Fattore di correlazione sulle verticali indagate	ξ ₃ = 1,80
Capacità portante del chiodo	Q _d = 11,3 kN
Capacità portante assiale della chiodatura	
Tipologia di terreno	1 - Incoerente
Efficienza di gruppo	η = 1,00
Capacità portante del chiodo nel gruppo	Q _{d,g} = 11,3 kN

Tabella 9-1 Calcolo del carico limite per unità di lunghezza del chiodo per lo strato di ricoprimento

Si sottolinea che la verifica all'interfaccia boiaccia cementizia-barra risulta a sua volta implicitamente verificata dato che la tensione di aderenza (f_{bd}) risulta sempre minore a quella dell'aderenza tra terreno/boiaccia cementizia (s).

Considerando la tensione di aderenza barra-boiaccia cementizia f_{bd} e il diametro esterno della barra ϕ riportati al §9.1.2, si ha che:

$$f_{bd} = 1,67 \text{ MPa} > s \cdot \frac{d_s}{\phi} = 0,036 \text{ MPa} \cdot \frac{0,20 \text{ m}}{0,06 \text{ m}} = 0,12 \text{ MPa}$$

in cui s e d_s sono, rispettivamente, la tensione di aderenza all'interfaccia terreno-boiacca cementizia e il diametro medio reso del chiodo.

9.4.3. Scavo Spalla 1

Si considerano delle chiodature disposte con una deviazione rispetto al piano orizzontali pari a 10° in n. 2 ordini spaziati verticalmente di 2.20 m:

1. Chiodature $L = 6.0$ m con interasse fuori-piano pari a 2.20 m
2. Chiodature $L = 4.0$ m con interasse fuori-piano pari a 4.40 m

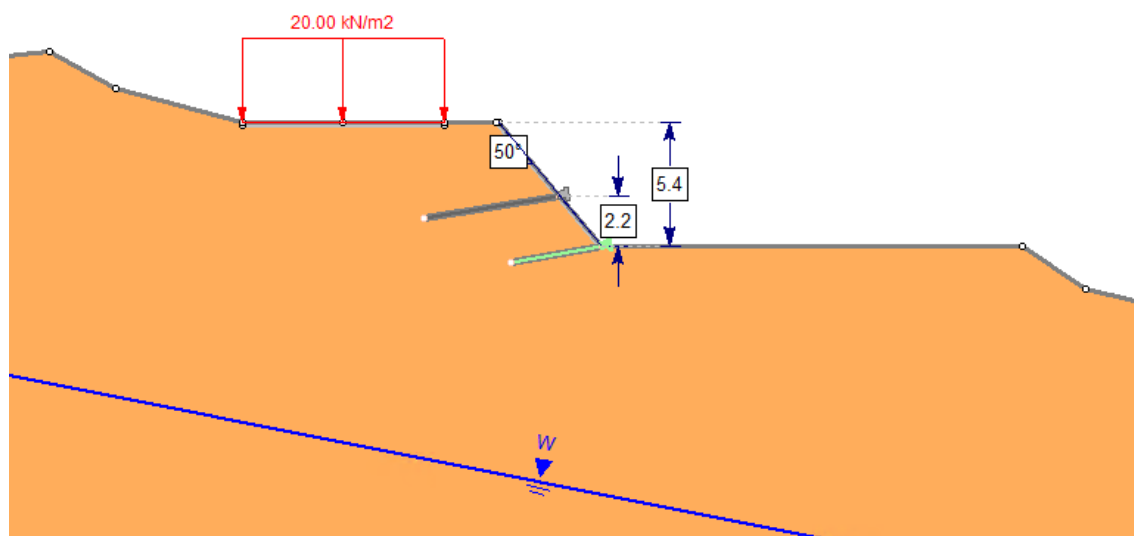
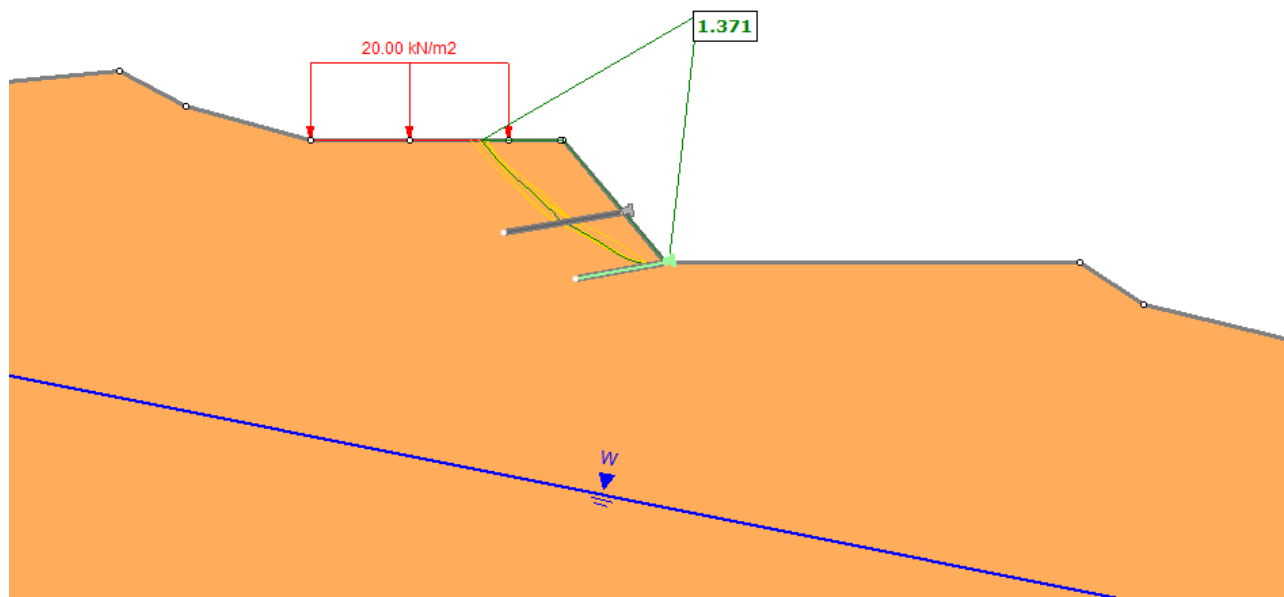


Figura 9-5 Geometria sezione di riferimento

I risultati delle analisi di stabilità per le differenti teorie sono quelli di seguito riportati nei paragrafi successivi. Essendo che per ogni combinazione di carico $FS > 1$ le verifiche sono da ritenersi soddisfatte.

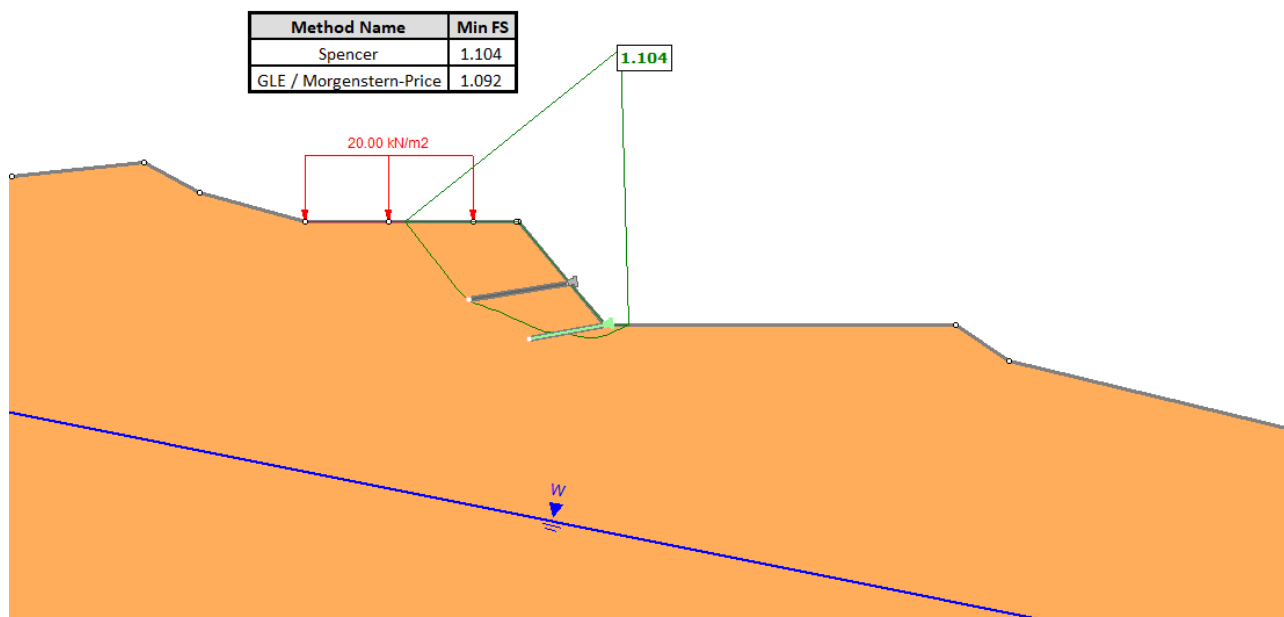
9.4.3.1 Comb: A1+M1+R3

Method Name	Min FS
Spencer	1.371
GLE / Morgenstern-Price	1.337



I coefficienti di sicurezza FS individuati con i diversi metodi di calcolo risultano superiori all'unità; le verifiche risultano quindi soddisfatte.

9.4.3.2 Comb: A2+M2+R2



I coefficienti di sicurezza FS individuati con i diversi metodi di calcolo risultano superiori all'unità; le verifiche risultano quindi soddisfatte.

9.4.4. Scavo Spalla 2

Si considerano delle chiodature disposte con una deviazione rispetto al piano orizzontali pari a 10° in n. 2 ordini spaziate verticalmente di 2.20 m:

1. Chiodature $L = 5.0$ m con interasse fuori-piano pari a 2.20 m
2. Chiodature $L = 4.0$ m con interasse fuori-piano pari a 4.40 m

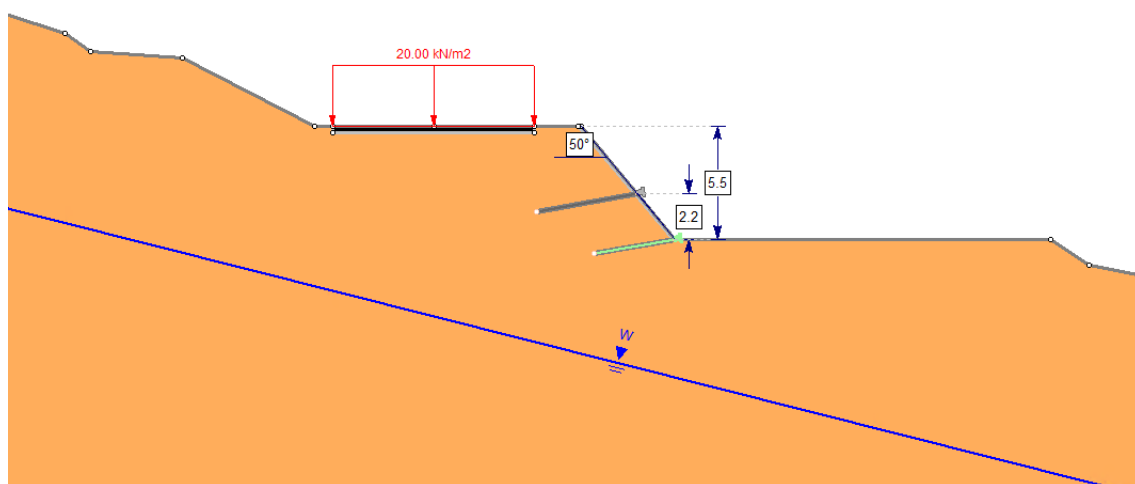
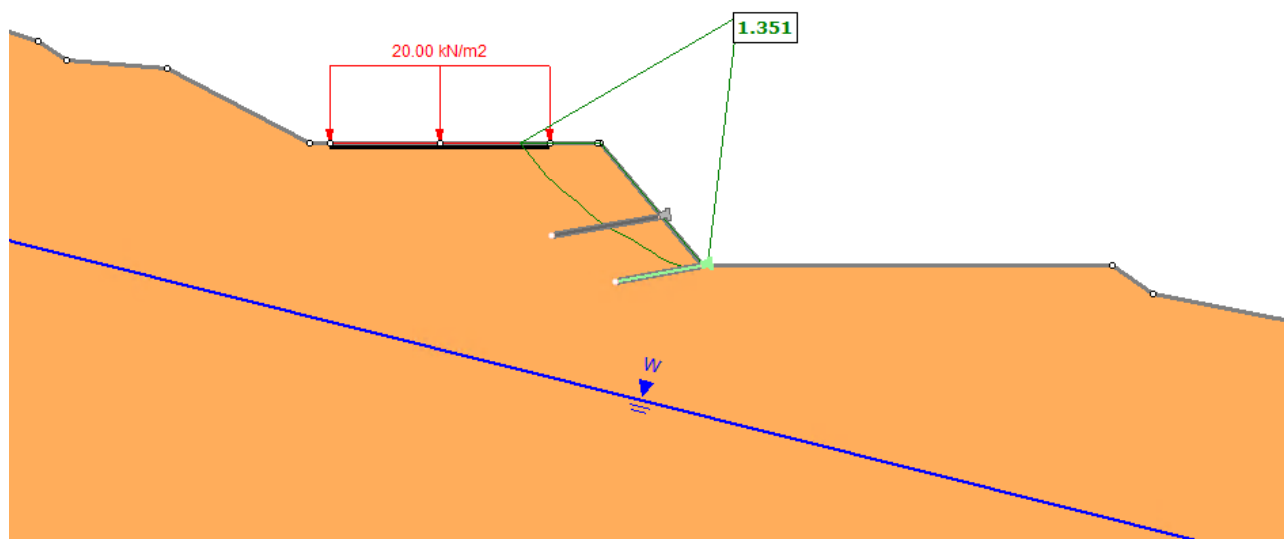


Figura 9-6 Geometria sezione di riferimento

I risultati delle analisi di stabilità per le differenti teorie sono quelli di seguito riportati nei paragrafi successivi. Essendo che per ogni combinazione di carico $FS > 1$ le verifiche sono da ritenersi soddisfatte.

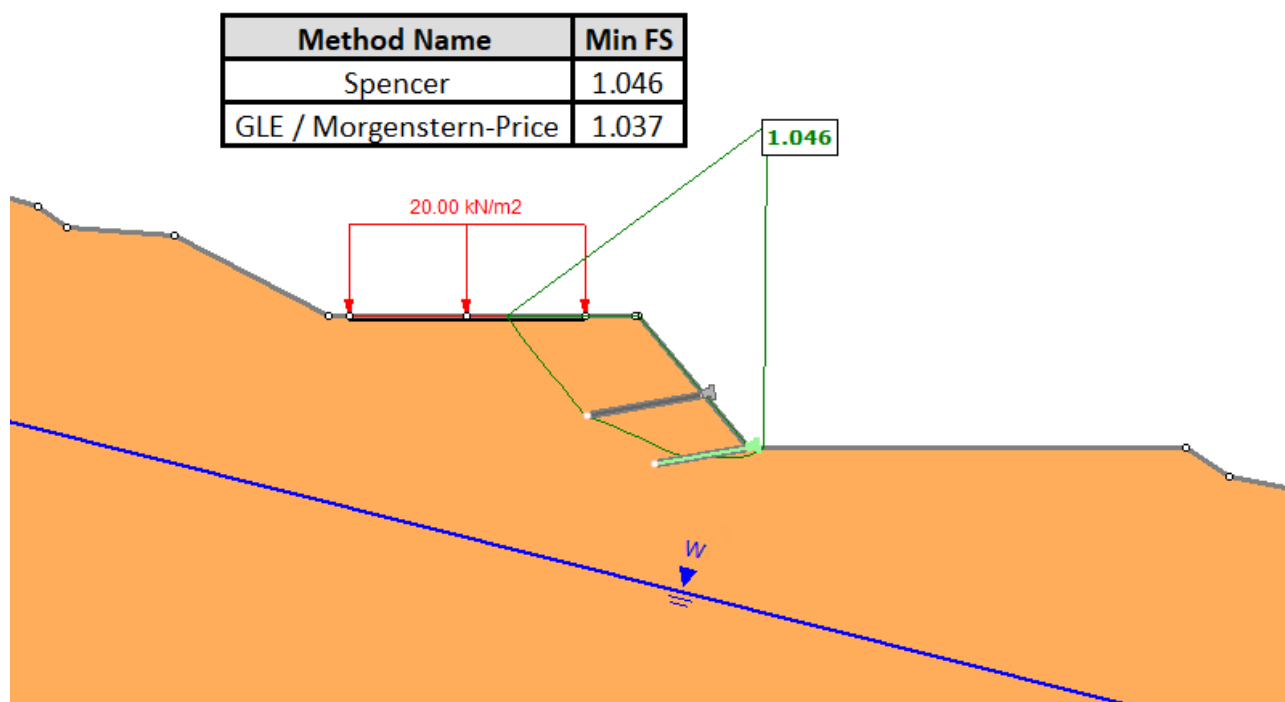
9.4.4.1 Comb: A1+M1+R3

Method Name	Min FS
Spencer	1.351
GLE / Morgenstern-Price	1.325



I coefficienti di sicurezza FS individuati con i diversi metodi di calcolo risultano superiori all'unità; le verifiche risultano quindi soddisfatte.

9.4.4.2 Comb: A2+M2+R2



I coefficienti di sicurezza FS individuati con i diversi metodi di calcolo risultano superiori all'unità; le verifiche risultano quindi soddisfatte.

9.4.5. Scavo Pila 1

Si considerano delle chiodature disposte con una deviazione rispetto al piano orizzontali pari a 10° in n. 6 ordini spazati verticalmente di 2.00 m:

1. Chiodature L = 4.0 m con interasse fuori-piano pari a 4.40 m
2. Chiodature L = 11.0 m con interasse fuori-piano pari a 2.20 m
3. Chiodature L = 10.0 m con interasse fuori-piano pari a 4.40 m
4. Chiodature L = 10.0 m con interasse fuori-piano pari a 2.20 m
5. Chiodature L = 9.0 m con interasse fuori-piano pari a 4.40 m
6. Chiodature L = 6.0 m con interasse fuori-piano pari a 2.20 m

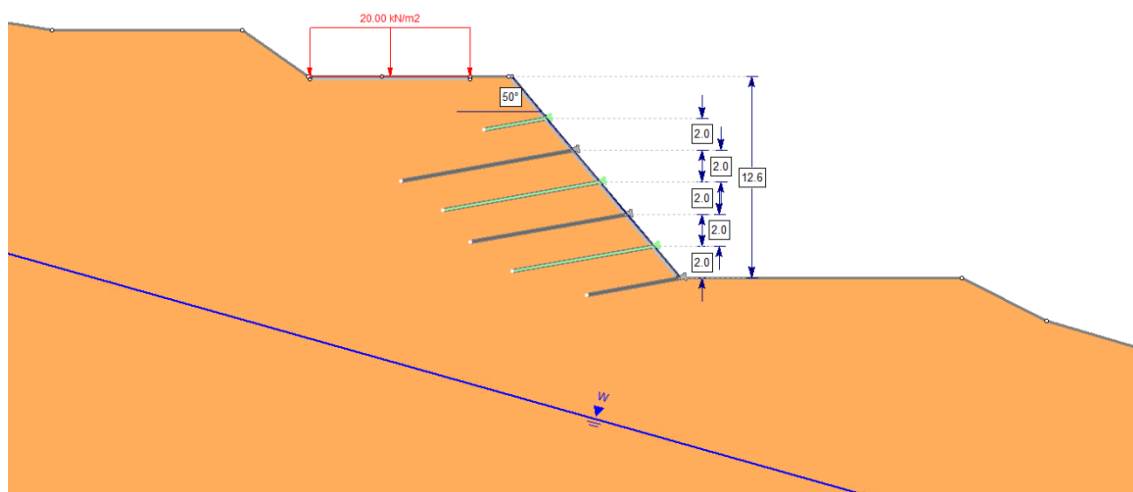
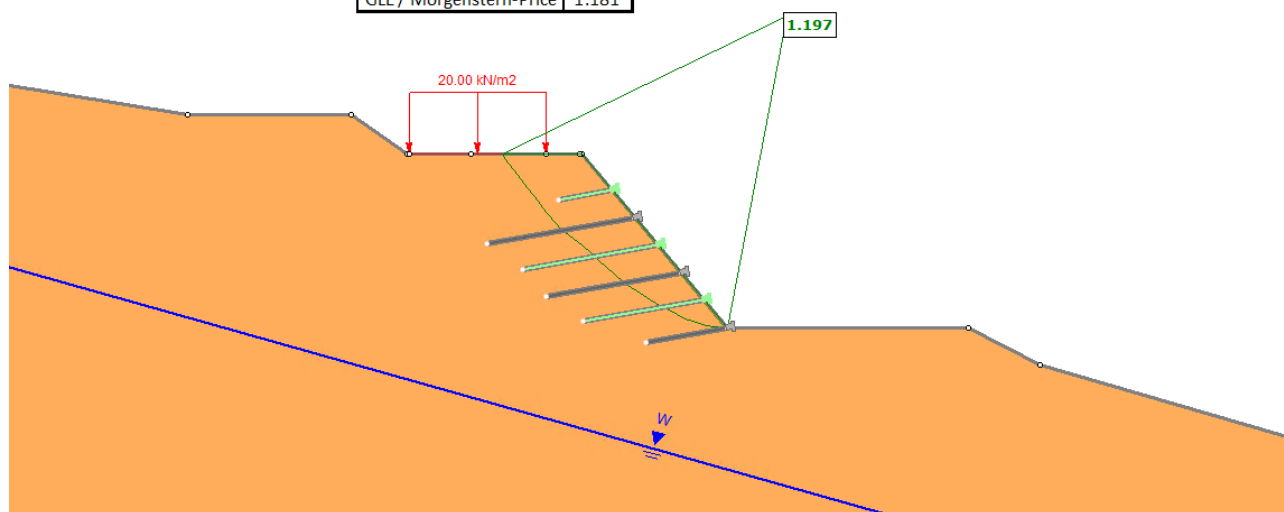


Figura 9-7 Geometria sezione di riferimento

I risultati delle analisi di stabilità per le differenti teorie sono quelli di seguito riportati nei paragrafi successivi. Essendo che per ogni combinazione di carico $FS > 1$ le verifiche sono da ritenersi soddisfatte.

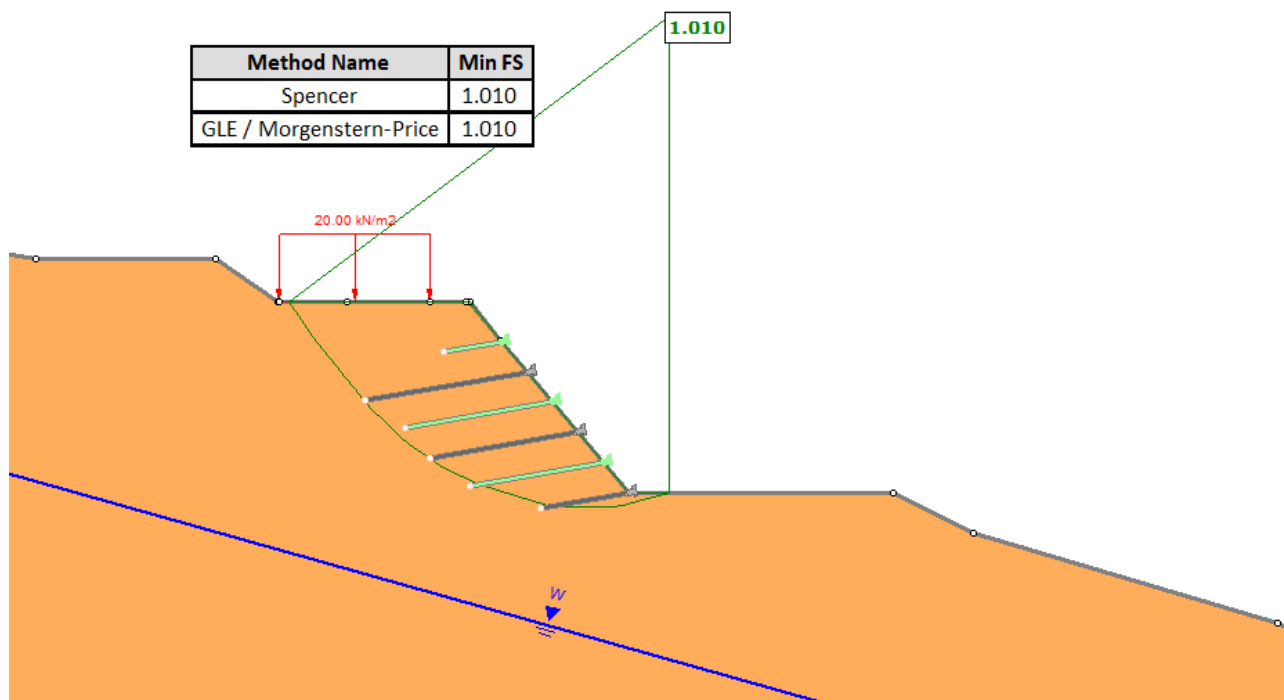
9.4.5.1 Comb: A1+M1+R3

Method Name	Min FS
Spencer	1.197
GLE / Morgenstern-Price	1.181



I coefficienti di sicurezza FS individuati con i diversi metodi di calcolo risultano superiori all'unità; le verifiche risultano quindi soddisfatte.

9.4.5.2 Comb: A2+M2+R2



I coefficienti di sicurezza FS individuati con i diversi metodi di calcolo risultano superiori all'unità; le verifiche risultano quindi soddisfatte.

9.4.6. Scavo Pila 2

Si considerano delle chiodature disposte con una deviazione rispetto al piano orizzontali pari a 10° in n. 4 ordini spaziati verticalmente di 2.20 m:

1. Chiodature $L = 8.0$ m con interasse fuori-piano pari a 2.20 m
2. Chiodature $L = 8.0$ m con interasse fuori-piano pari a 4.40 m
3. Chiodature $L = 7.0$ m con interasse fuori-piano pari a 2.20 m
4. Chiodature $L = 4.0$ m con interasse fuori-piano pari a 4.40 m

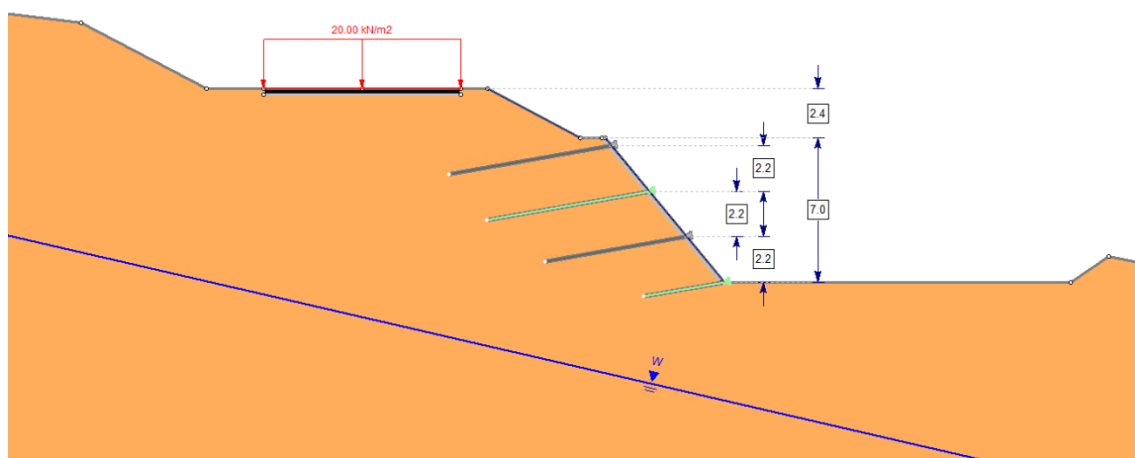
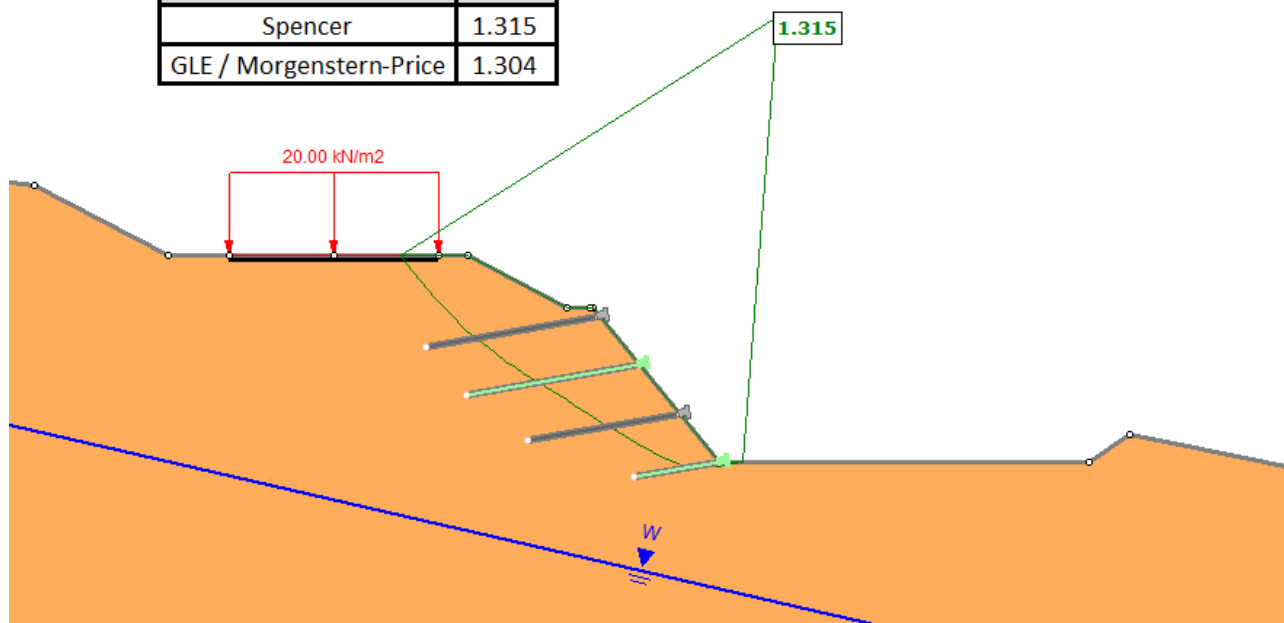


Figura 9-8 Geometria sezione di riferimento

I risultati delle analisi di stabilità per le differenti teorie sono quelli di seguito riportati nei paragrafi successivi. Essendo che per ogni combinazione di carico $FS > 1$ le verifiche sono da ritenersi soddisfatte.

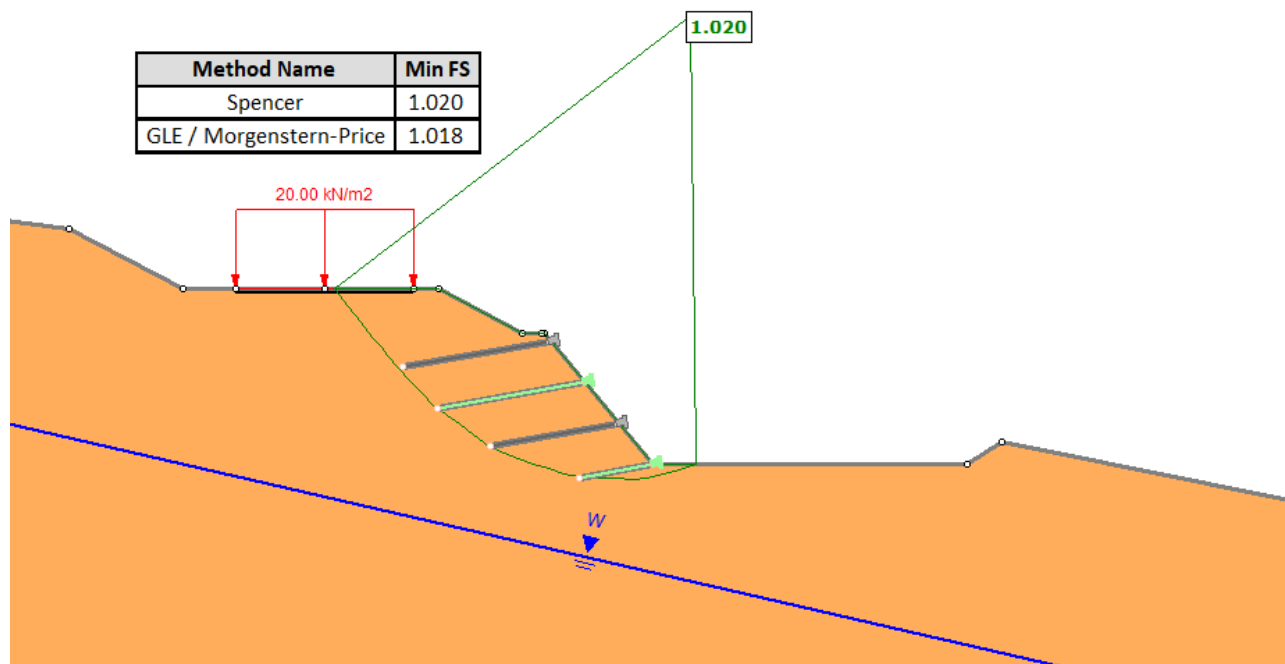
9.4.6.1 Comb: A1+M1+R3

Method Name	Min FS
Spencer	1.315
GLE / Morgenstern-Price	1.304



I coefficienti di sicurezza FS individuati con i diversi metodi di calcolo risultano superiori all'unità; le verifiche risultano quindi soddisfatte.

9.4.6.2 Comb: A2+M2+R2



I coefficienti di sicurezza FS individuati con i diversi metodi di calcolo risultano superiori all'unità; le verifiche risultano quindi soddisfatte.

10. STABILITA' DELL'OPERA IN GABBIONI

Per lo studio della stabilità del pendio e del complesso opera di sostegno-terreno, è stato utilizzato il codice di calcolo Slide2 (Rocscience Inc.), che ha permesso di ricavare il coefficiente di sicurezza FS minimo per le sezioni considerate.

La verifica strutturale della gabbionata è stata condotta secondo la combinazione A1+M1 e sismica, mentre le verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno e le verifiche di stabilità del pendio sono state eseguite secondo le combinazioni A2+M2+R2 e sismica.

Le verifiche geotecniche di ribaltamento, scorrimento e capacità portante sono state condotte secondo la combinazione A1+M1+R3, attraverso l'utilizzo del codice MB Muro, sviluppato dall'Ing. Mauro Barale.

Per quanto riguarda le analisi di stabilità svolte con i metodi dell'equilibrio limite, si osserva che, avendo implementato tutti i coefficienti da normativa (A-carichi/azioni, M-materiali e R-resistenze), le verifiche sono da ritenersi soddisfatte per FS minimo, esplicitato dal software, maggiori o pari all'unità.

10.1. Carichi agenti

10.1.1. Carichi permanenti: pesi propri

Per la stima del peso proprio dei gabbioni, si assume un peso specifico del pietrame variabile tra i 23 kN/m³ (pietra arenaria) ai 29 kN/m³ (pietra basaltica) e un indice dei vuoti variabile tra il 30% e il 40%. Considerando un peso specifico medio di 25 kN/m³ e un indice dei vuoti del 30%, si ottiene:

Peso proprio della gabbionata: $\gamma_{gab} = 17.5 \frac{kN}{m^3}$

10.1.2. Carichi permanenti: spinta delle terre

Per la spinta delle terre sull'opera in oggetto, si fa riferimento ai classici metodi all'equilibrio limite in condizione di spinta attiva (Muller-Breslau, 1924, e Mononobe-Okabe, 1929).

Per le caratteristiche meccaniche del terreno spingente sulla struttura si rimanda al §7**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

10.1.3. Carichi variabili: azioni da traffico

Per l'azione derivante dal traffico ciclopedonale si assume come valore caratteristico un carico uniformemente distribuito, applicato sulla superficie della pavimentazione stradale, pari a 10 kPa.

10.1.4. Carico sismico

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è considerata come una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

10.2. Modellazione degli elementi strutturali

I gabbioni sono stati modellati con i seguenti parametri di resistenza caratteristici:

- peso specifico: $\gamma = 17,5 \frac{kN}{m^3}$
- angolo di resistenza al taglio: $\phi = 40^\circ$;
- coesione apparente: $c = 17 kPa$

La coesione apparente risulta dovuta alla rete metallica a doppia torsione.

10.3. Calcolo delle superfici di scorrimento

Il metodo di ricerca delle superfici di scorrimento utilizzato nelle verifiche è denominato “Auto Refine Search”, un metodo di ricerca automatica del fattore di sicurezza critico che si basa su un approccio iterativo, in modo che i risultati di un’iterazione vengano utilizzati per restringere l’area di ricerca sul pendio nell’iterazione successiva. Le caratteristiche delle superfici di scorrimento considerate nei calcoli sono riportate in Figura 10-1.

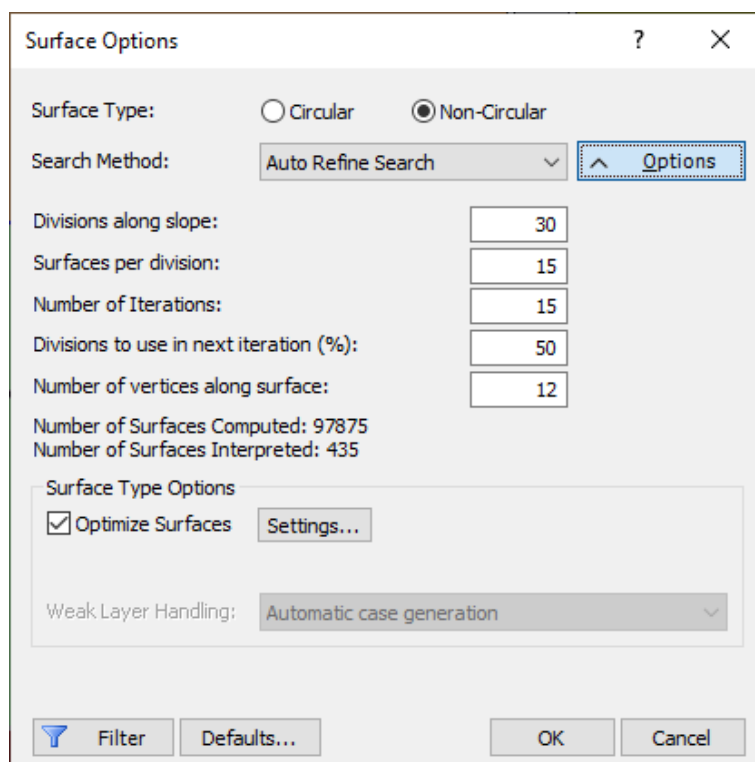


Figura 10-1 Caratteristiche delle superfici di scorrimento ricercate con Slide2

Nelle verifiche esposte nel seguito si utilizza il metodo LEM di Morgenstern-Price (1965), che consente di tenere conto sia dell’equilibrio alla traslazione sia dell’equilibrio alla rotazione.

10.4. Verifica della gabbionata

Le verifiche di tipo geotecnico e strutturale riportate nei successivi paragrafi risultano tutte soddisfatte, in conformità con le NTC 2018.

10.4.1. SLU di tipo strutturale

Le verifiche strutturali della gabbionata, riportate nel seguito, mirano ad accertare che non si sviluppino superfici di rottura a taglio all'interno del gabbione – ossia nella massa di pietrame contenuta dalla rete metallica – che possano compromettere la capacità dell'elemento di trasferire le azioni e mantenere la propria funzionalità strutturale.

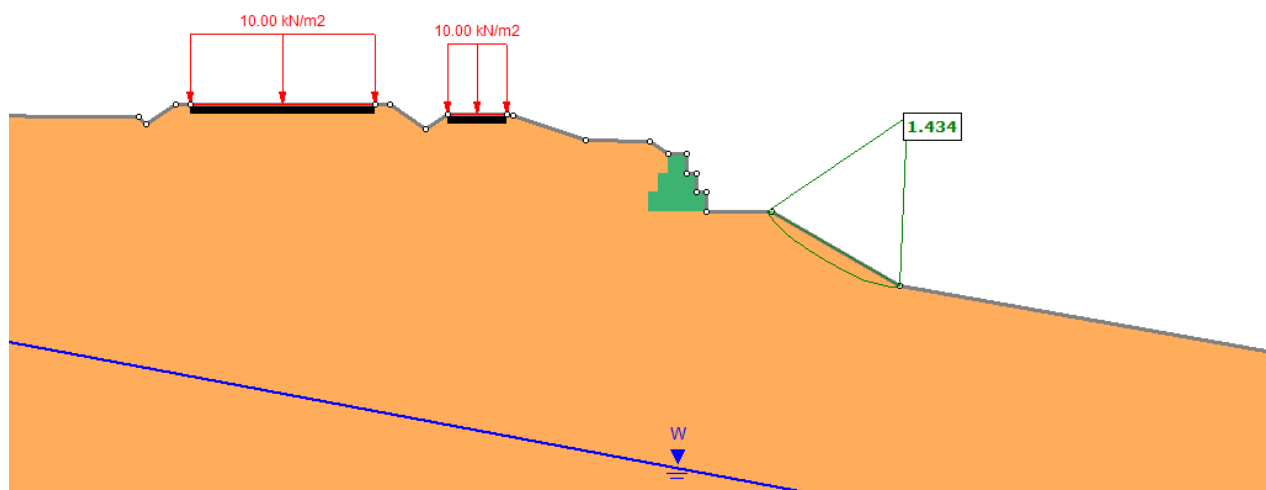


Figura 10-2 Verifica strutturale (comb. A1+M1): $FS_{min}=1,434$

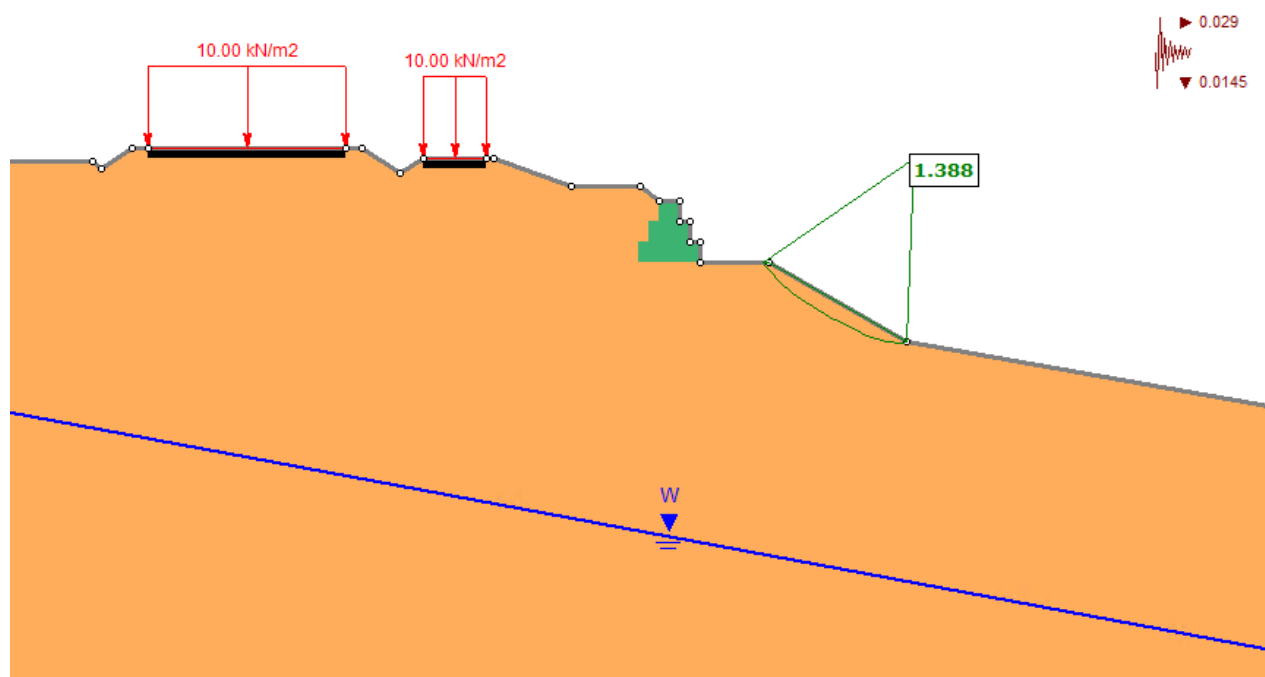


Figura 10-3 Verifica strutturale (comb. sismica): $FS_{min}=1,388$

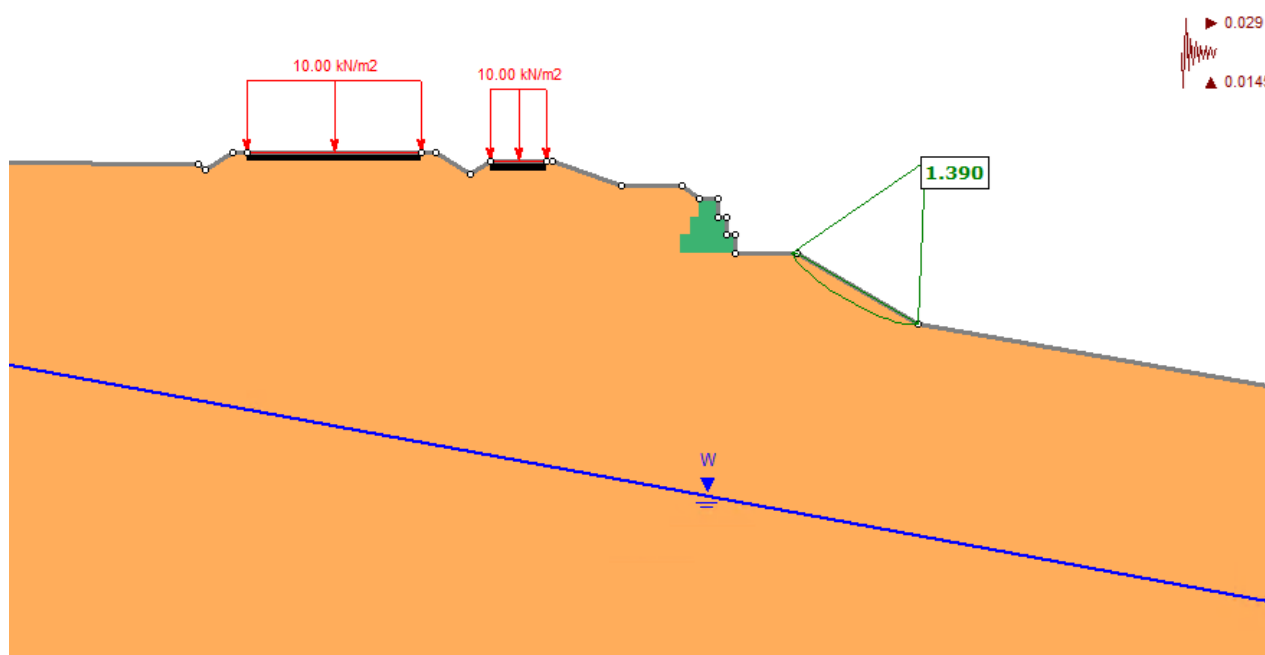


Figura 10-4 Verifica strutturale (comb. sismica): $FS_{min}=1,390$

10.4.2. Stabilità globale del sistema muro-terreno di fondazione

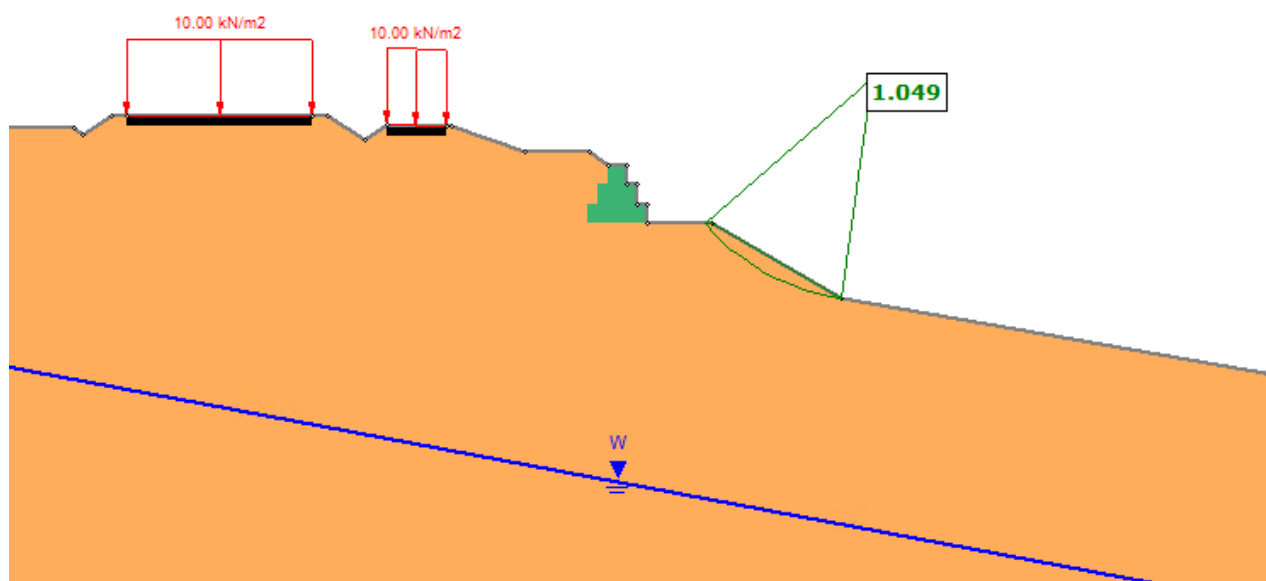


Figura 10-5 Verifica geotecnica (comb. A2+M2+R2): $FS_{min}=1,049$

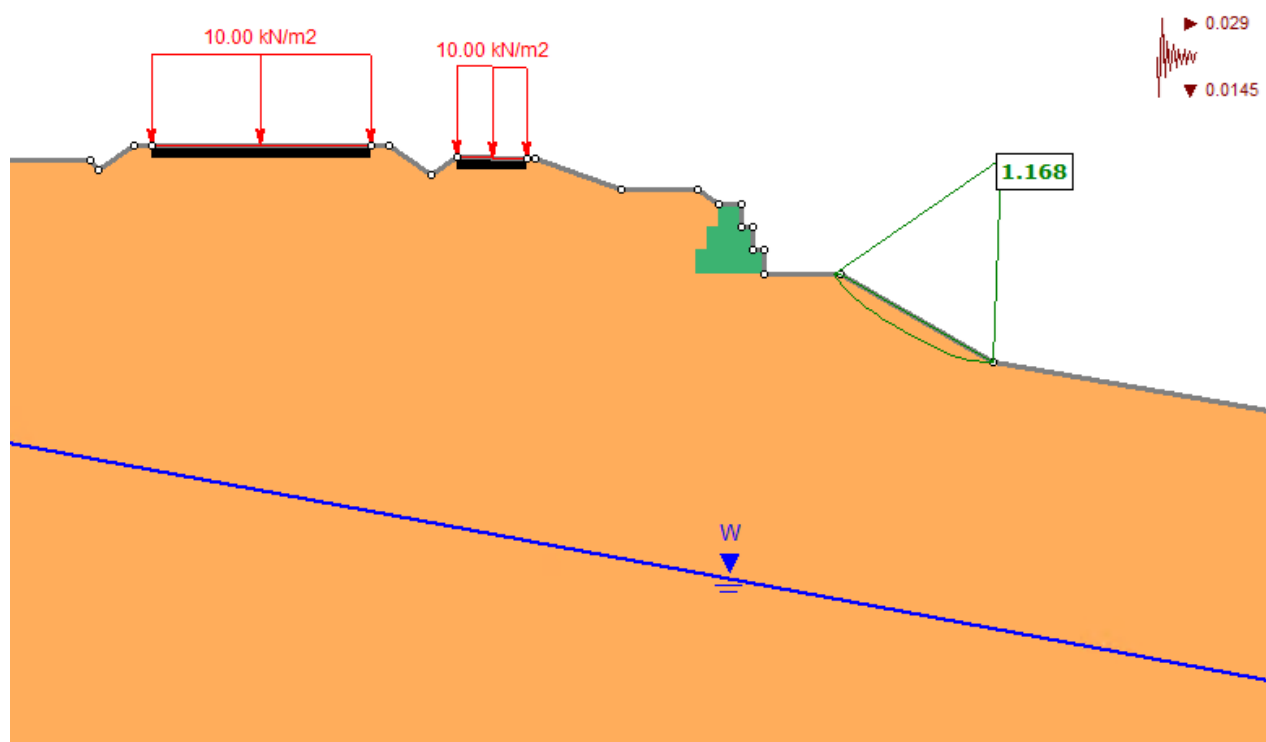


Figura 10-6 Verifica geotecnica (comb. sismica): $FS_{min}=1,168$

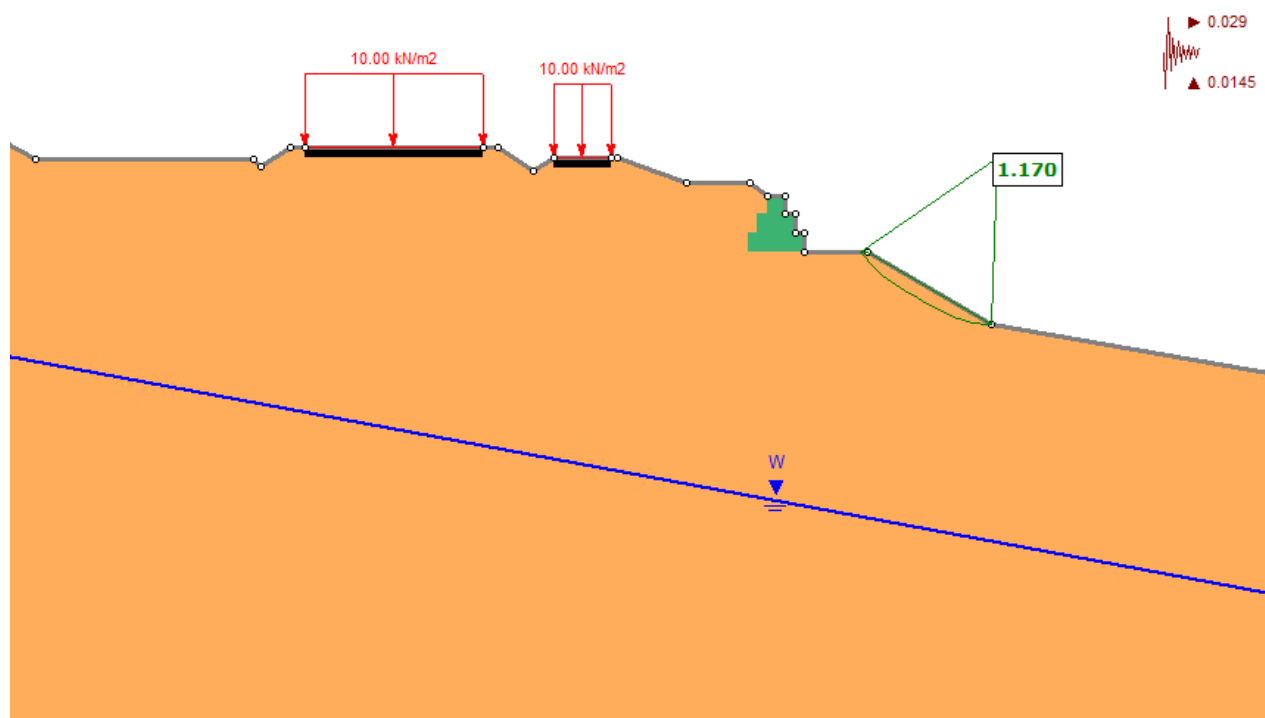
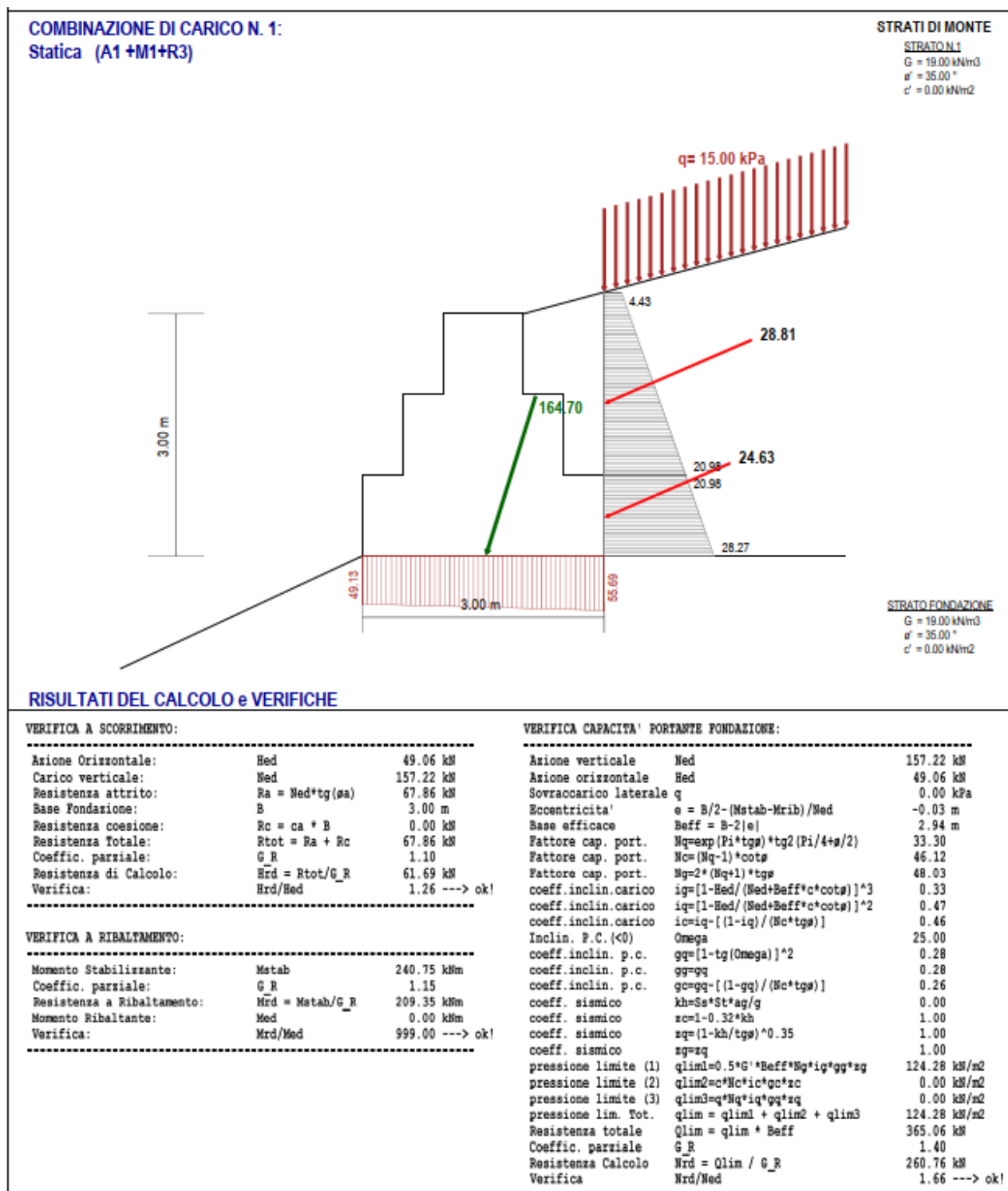


Figura 10-7 Verifica geotecnica (comb. sismica): $FS_{min}=1,170$

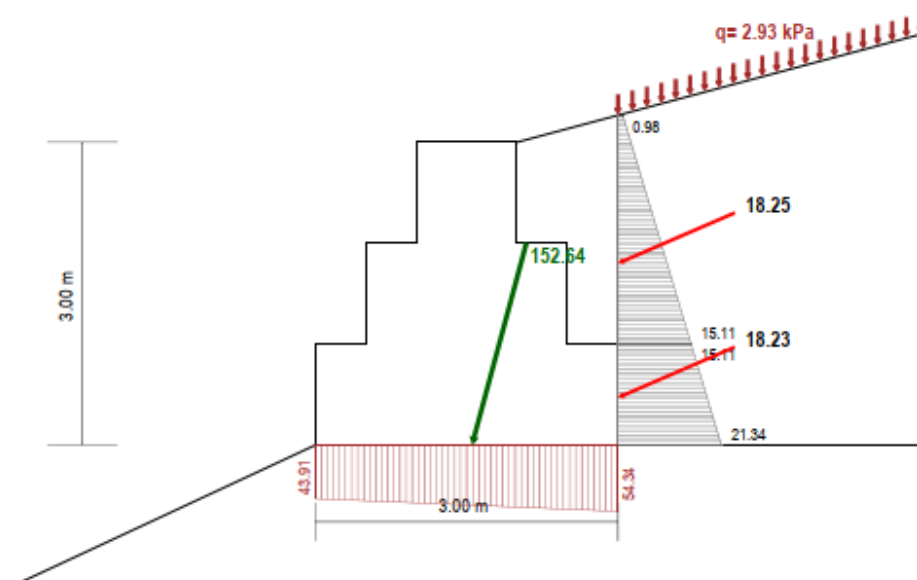
10.4.1. Verifiche di scorrimento, ribaltamento e capacità portante



COMBINAZIONE DI CARICO N. 4:
Sisma Su (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
G = 19.00 kN/m3
σ' = 35.00 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 19.00 kN/m3
σ' = 35.00 °
c' = 0.00 kN/m2

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	39.75 kN
Carico verticale:	Ned	147.37 kN
Resistenza attrito:	Ra = Ned*tg(σa)	63.61 kN
Base Fondazione:	B	3.00 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	0.00 kN
Resistenza Totale:	Rtot = Ra + Rc	63.61 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.00
Resistenza di Calcolo:	Hrd = Rtot/G_R	63.61 kN
Verifica:	Hrd/Hed	1.60 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Per la presente combinazione di carico (sismica)
la verifica a ribaltamento non è significativa
Riferirsi alle combinazioni n. 8 e 9 'Sisma RIB'
per le quali le azioni sismiche sono maggiorate (Cap.7.11.6.2.1)

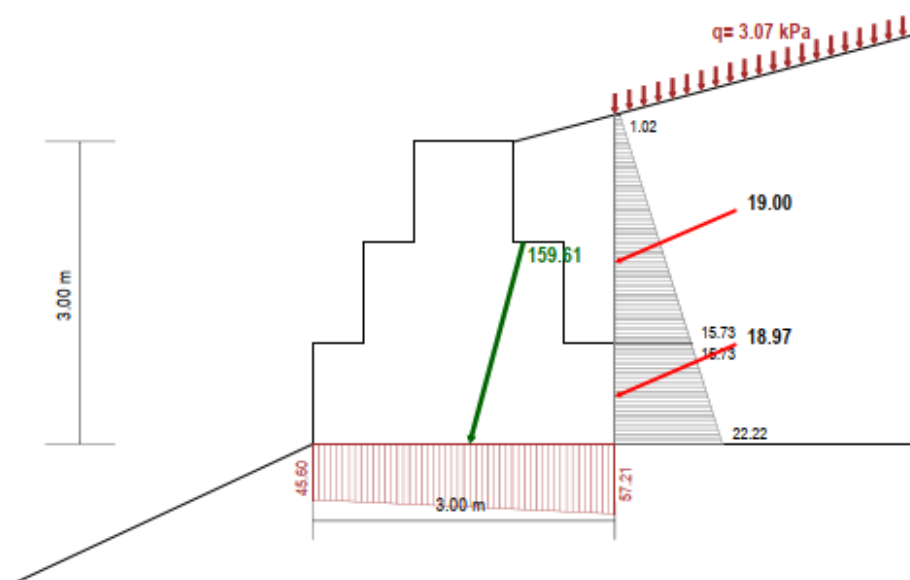
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	147.37 kN
Azione orizzontale	Hed	39.75 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	e = B/2 - (Mstab-Mrib)/Ned	-0.05 m
Base efficace	Beff = B-2 e	2.89 m
Fattore cap. port.	Nq=exp(Pi*tgσ)*tg2(Pi/4+σ/2)	33.30
Fattore cap. port.	Nc=(Nq-1)*cotσ	46.12
Fattore cap. port.	Ng=2*(Nq+1)*tgσ	48.03
coeff. inclin. carico	ig=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotσ)]^3	0.39
coeff. inclin. carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotσ)]^2	0.53
coeff. inclin. carico	ic=iq-(1-iq)/(Nc*tgσ)	0.52
Inclin. P.C. (<0)	Omega	25.00
coeff. inclin. p.c.	gg=[1-tg(Omega)]^2	0.28
coeff. inclin. p.c.	gg=gg	0.28
coeff. inclin. p.c.	gc=gg-[(1-gg)/(Nc*tgσ)]	0.26
coeff. sismico	kh=Se*St*ag/g	0.12
coeff. sismico	zc=1-0.32*kh	0.96
coeff. sismico	zq=(1-kh/tgσ)^0.35	0.94
coeff. sismico	zg=zq	0.94
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G'*Beff*Nq*ig*gg*zg	137.06 kN/m2
pressione limite (2)	qlim2=c*Nc*ic*gc*zc	0.00 kN/m2
pressione limite (3)	qlim3=q*Nq*ig*gg*zg	0.00 kN/m2
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	137.06 kN/m2
Resistenza totale	Qlim = qlim * Beff	396.64 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.20
Resistenza Calcolo	Nrd = Qlim / G_R	330.53 kN
Verifica	Nrd/Ned	2.24 ---> ok!

COMBINAZIONE DI CARICO N. 5:
Sisma Giu (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
G = 19.00 kN/m³
a' = 35.00 °
c' = 0.00 kN/m²



STRATO FONDAZIONE
G = 19.00 kN/m³
a' = 35.00 °
c' = 0.00 kN/m²

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Azione Orizzontale:	Hed	41.12 kN
Carico verticale:	Ned	154.22 kN
Resistenza attrito:	Ra = Ned*tg(wa)	66.56 kN
Base Fondazione:	B	3.00 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	0.00 kN
Resistenza Totale:	Rtot = Ra + Rc	66.56 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.00
Resistenza di Calcolo:	Hrd = Rtot/G_R	66.56 kN
Verifica:	Hrd/Hed	1.62 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Per la presente combinazione di carico (sismica)
la verifica a ribaltamento non è significativa
Riferirsi alle combinazioni n. 8 e 9 'Sisma RIB'
per le quali le azioni sismiche sono maggiorate (Cap.7.11.6.2.1)

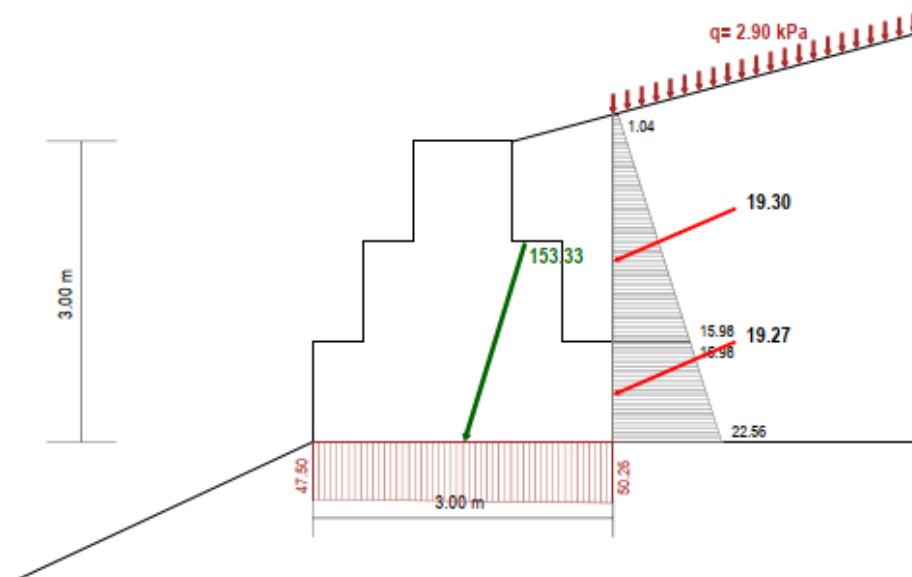
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	154.22 kN
Azione orizzontale	Hed	41.12 kN
Sovraccarico laterale	q	0.00 kPa
Eccentricita'	e = B/2 - (Mstab-Mrib)/Ned	-0.06 m
Base efficace	Beff = B-2 e	2.89 m
Fattore cap. port.	Nq=exp(Pi*tg(wa))*tg2(Pi/4+w/2)	33.30
Fattore cap. port.	Nc=(Nq-1)*cot(wa)	46.12
Fattore cap. port.	Ng=2*(Nq+1)*tg(wa)	48.03
coeff.inclin.carico	ig=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cot(wa))]^3	0.39
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cot(wa))]^2	0.54
coeff.inclin.carico	ic=iq-[(1-iq)/(Nc*tg(wa))]	0.52
Inclin. P.C.<0	Omega	25.00
coeff.inclin. p.c.	gg=[1-tg(Omega)]^2	0.28
coeff.inclin. p.c.	gg=gg	0.28
coeff.inclin. p.c.	gc=gg-[(1-gg)/(Nc*tg(wa))]	0.26
coeff. sismico	kh=Ss*St*ag/g	0.12
coeff. sismico	zc=1-0.32*kh	0.96
coeff. sismico	zg=(1-kh/tg(wa))^0.35	0.94
coeff. sismico	zg=zg	0.94
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G'*Beff*Nq*ig*gg*zg	138.48 kN/m ²
pressione limite (2)	qlim2=c*Nc*ic*gc*zc	0.00 kN/m ²
pressione limite (3)	qlim3=q*Nq*ig*gg*zg	0.00 kN/m ²
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	138.48 kN/m ²
Resistenza totale	Qlim = qlim * Beff	399.80 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.20
Resistenza Calcolo	Nrd = Qlim / G_R	333.17 kN
Verifica	Nrd/Ned	2.16 ---> ok!

COMBINAZIONE DI CARICO N. 8:
Sisma Su RIB (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
G = 19.00 kN/m³
α' = 35.00 °
c' = 0.00 kN/m²



STRATO FONDAZIONE
G = 19.00 kN/m³
α' = 35.00 °
c' = 0.00 kN/m²

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)

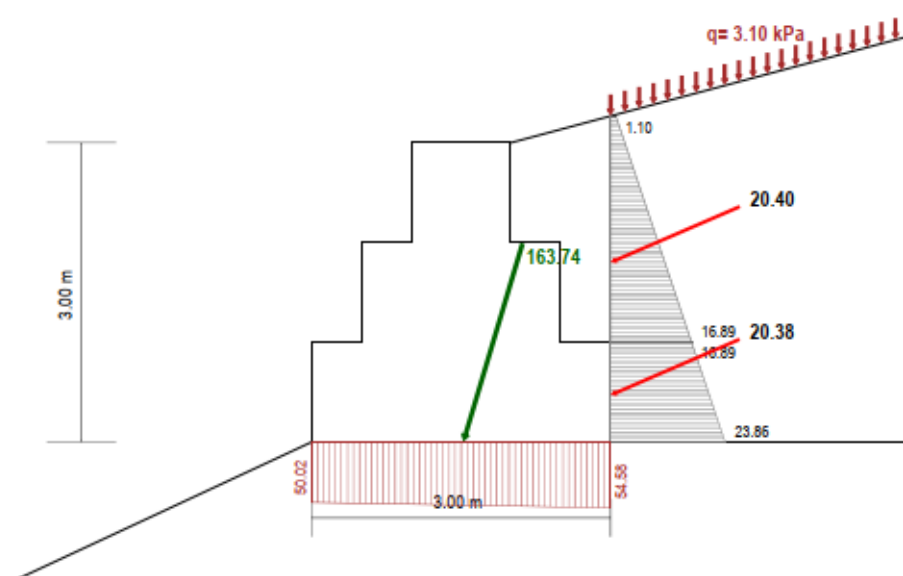
VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	229.71 kNm
Coeffic. parziale:	G R	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G R	229.71 kNm
Momento Ribaltante:	Med	7.68 kNm
Verifica:	Mrd/Med	29.91 ---> ok!

COMBINAZIONE DI CARICO N. 9:
Sisma Giu RIB (M1+R3)

STRATI DI MONTE

STRATON.1
 $G = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 35.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO FONDAZIONE
 $G = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 35.00^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$

RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE

VERIFICA A SCORRIMENTO:

Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	246.12 kNm
Coeff. parziale:	G_R	1.00
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G_R	246.12 kNm
Momento Ribaltante:	Med	7.36 kNm
Verifica:	Mrd/Med	33.44 ---> ok

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Per la presente combinazione di carico
è prevista la sola verifica a ribaltamento (NTC18 - 6.5.3.1.1)