



COMUNE DI GENOVA



Servizio di Progettazione di Fattibilità Tecnica ed Economica e definitiva (per appalto integrato) nonché del coordinamento della sicurezza in fase di progettazione delle “Opere di adeguamento idraulico del tratto tombinato di valle del rio Maltempo, affluente del torrente Polcevera” PROGETTO DEFINITIVO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Roberto Valcalda

PROGETTAZIONE:	MANDATARIA: 	MANDANTE: Dott.ssa Claudia Pizzinato
----------------	-----------------	---

RESPONSABILE DELLE INTEGRAZIONI DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: Ing. Simone Venturini

TITOLO: GEOTECNICA RELAZIONE GEOTECNICA

CODICE ESTESO ELABORATO: II151F-PD-GET-R001_1	SCALA: -	DATA: 03/2023
	NOME FILE: II151F-PD-GET-R001_1.docx.docx	

ELABORAZIONE PROGETTUALE: Ing. SIMONE VENTURINI Ordine degli ingegneri Della Provincia di Verona N. A2515	REVISIONI					
	REV.	DATA	MOTIVO	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
	0	09/2022	Emissione	A.RIZZO	G.MASSERA	S.VENTURINI
	1	03/2023	Revisione	A.RIZZO	G.MASSERA	S.VENTURINI



INDICE

	Pag.
1. PREMESSA	4
2. OGGETTO E SCOPO	7
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	9
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE	11
5.1 Indagini pregresse.....	11
5.2 Indagini geognostiche di progetto	11
5.2.1 Prove in sito e di laboratorio	13
5.2.1 Indagini sul torrente Torbella 2023 - Pozzetti esplorativi integrativi e carotaggi	14
6. STRATIGRAFIA DI PROGETTO	16
6.1 Unità stratigrafico – geotecniche	16
6.2 Caratterizzazione del riporto (RIP)	16
6.3 Caratterizzazione delle coltri eluvio-colluviali (CD).....	16
6.4 Caratterizzazione delle alluvioni (AA/AM)	20
6.5 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso delle Argilliti di Montanesi (AMTa, AMT).....	23
6.6 Quadro riassuntivo della caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dei terreni	28
7. SPONDE TORRENTE TORBELLA	30
7.1 Sezione n.12 – sponda sinistra.....	34
7.2 Sezione n.14 – sponda sinistra.....	37
7.3 Sezione n.19 – sponda destra	40
7.4 Sezione n.16 – sponda sinistra.....	43
8. RAMPA STRADA DI CANTIERE	47
8.1 Pareti in scarpata (sezione n.5)	48
8.2 Gabbioni tipo Maccaferri (sezione n.6)	52
8.3 Pareti chiodate	61
8.3.1 Verifica sezione n.7	66
8.3.2 Verifica sezione n.7 bis.....	88
8.3.3 Verifica sezione n.11	106
8.3.4 Verifica sezione n.17	127
8.4 Rilevato (sezione n.20).....	149



INDICE DELLE FIGURE

	Pag.
Figura 1.1: Rio Maltempo – In blu a sud il bacino del Rio Maltempo; in verde a nord quello del Torrente Torbella. In rosso il tratto tombato	4
Figura 1.2: Nuova galleria idraulica con il bacino del Torrente Torbella e la quota scolmata del Rio Maltempo (in verde)	5
Figura 1.3: Opere principali. In rosso il tratto tombato del Rio Maltempo, in giallo la nuova galleria scolmatrice	5
Figura 4.1 Corografia a grande scala con ubicazione della galleria idraulica di derivazione del Rio Maltempo (Geoportale Regionale).....	10
Figura 5.1 Ubicazione sondaggi geognostici anno 2022.	12
Figura 6.1 Carta di plasticità di Casagrande – classificazione della matrice fine delle coltri eluvio-colluviali.	17
Figura 6.2 Andamento con la profondità del numero di colpi N_{SPT} e dell'angolo di resistenza al taglio secondo CIRIA '93.	18
Figura 6.3 Andamento con la profondità del numero di colpi N_{SPT} e del modulo di rigidezza secondo D'Apollonia et al. '70.	19
Figura 6.4 Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio massimo G_{max}	20
Figura 6.5 Andamento con la profondità del numero di colpi N_{SPT} ed angolo di resistenza al taglio secondo CIRIA '93.	21
Figura 6.6 Andamento con la profondità del numero di colpi N_{SPT} e del modulo di rigidezza secondo D'Apollonia et al. '70.	22
Figura 6.7 Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio massimo G_{max}	23
Figura 6.8 Stima del valore di GSI in ammassi rocciosi eterogenei come i Flysch	25
Figura 6.9 Parametri Mohr-Coulomb per l'ammasso AMT	27
Figura 6.10 Parametri Mohr-Coulomb per l'ammasso AMTa	28
Figura 6.11 Piezometri installati nei fori di sondaggio e letture del livello di falda alla data delle indagini (febbraio-marzo 2022).....	29
<i>Figura 7.1 Ubicazione pozzetti e numerazione dei ponti elencati in questo documento</i>	<i>30</i>
<i>Figura 7.2 Sezioni n.12, n.14, n.16 e n.19 lungo il corso del torrente Torbella.</i>	<i>33</i>
<i>Figura 7.3 Sezione n.12 – situazione attuale statica.</i>	<i>34</i>
<i>Figura 7.4 Sezione n.12 – situazione transitoria statica.</i>	<i>35</i>
<i>Figura 7.5 Sezione n.12 – situazione definitiva statica.</i>	<i>35</i>
<i>Figura 7.6 Sezione n.12 – situazione attuale sismica.....</i>	<i>36</i>
<i>Figura 7.7 Sezione n.12 – situazione definitiva sismica.</i>	<i>36</i>
<i>Figura 7.8 Sezione n.14 – situazione attuale statica.</i>	<i>37</i>
<i>Figura 7.9 Sezione n.14 – situazione transitoria statica.</i>	<i>38</i>
<i>Figura 7.10 Sezione n.14 – situazione definitiva statica.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 7.11 Sezione n.14 – situazione attuale sismica.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 7.12 Sezione n.14 – situazione definitiva sismica.</i>	<i>39</i>
<i>Figura 7.13 Sezione n.19 – situazione attuale statica.</i>	<i>40</i>
<i>Figura 7.14 Sezione n.19 – situazione transitoria statica.</i>	<i>41</i>
<i>Figura 7.15 Sezione n.19 – situazione definitiva statica.....</i>	<i>41</i>



<i>Figura 7.16 Sezione n.19 – situazione attuale sismica</i>	42
<i>Figura 7.17 Sezione n.19 – situazione definitiva sismica</i>	42
<i>Figura 7.18 Sezione n.16</i>	43
<i>Figura 7.19 Sezione n.16 – situazione attuale statica</i>	44
<i>Figura 7.20 Sezione n.16 – situazione transitoria statica</i>	44
<i>Figura 7.21 Sezione n.16 – situazione definitiva statica (NB.l'analisi non considera la presenza dei micropali)</i>	45
<i>Figura 7.22 Sezione n.16 – situazione attuale sismica</i>	45
<i>Figura 7.23 Sezione n.16 – situazione definitiva sismica (NB.l'analisi non considera la presenza dei micropali)</i>	46
<i>Figura 8.1 Planimetria rampa</i>	47
<i>Figura 8.2 Sezione n.5</i>	48
<i>Figura 8.3 Sezione n.5 – verifica SLU</i>	51
<i>Figura 8.4 Sezione n.5 – verifica SLV (+)</i>	51
<i>Figura 8.5 Sezione n.5 – verifica SLV (-)</i>	51
<i>Figura 8.6 Sezione quotata del muro</i>	53
<i>Figura 8.7 Stratigrafia</i>	54
<i>Figura 8.8 Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)</i>	57
<i>Figura 8.9 Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)</i>	58
<i>Figura 8.10 Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)</i>	61
<i>Figura 8.11 Schema fasi esecutive della parete chiodata (FHWA, 2015)</i>	62
<i>Figura 8.12 Elemento drenante posto a tergo del rivestimento in calcestruzzo proiettato (FHWA, 2015)</i>	63
<i>Figura 8.13 Verifica fondazione su materiali di riporto</i>	65
<i>Figura 8.14 Verifica fondazione su ammasso roccioso alterato (AMTa)</i>	66
<i>Figura 8.15 Sezione n.7</i>	66
<i>Figura 8.16 Vista 3D della sezione n.7</i>	67
<i>Figura 8.17 Schema geometrico dell'intervento - sezione n.7</i>	67
<i>Figura 8.18 Schema tipo barra e rivestimento sezione n.11</i>	68
<i>Figura 8.19 Sezione n.7 bis</i>	88
<i>Figura 8.20 Vista 3D della sezione n.7 bis</i>	88
<i>Figura 8.21 Schema geometrico dell'intervento - sezione n.7 bis</i>	89
<i>Figura 8.22 Schema tipo barra e rivestimento sezione n.7 bis</i>	89
<i>Figura 8.23 Sezione n.11</i>	106
<i>Figura 8.24 Vista 3D della sezione n.11</i>	107
<i>Figura 8.25 Schema geometrico dell'intervento - sezione n.11</i>	107
<i>Figura 8.26 Schema tipo barra e rivestimento sezione n.11</i>	108
<i>Figura 8.27 Sezione n.17</i>	127
<i>Figura 8.28 Vista 3D della sezione n.17</i>	128
<i>Figura 8.29 Schema geometrico dell'intervento - sezione n.17</i>	128
<i>Figura 8.30 Schema tipo barra e rivestimento sezione n.17</i>	129
<i>Figura 8.31 Sezione n.20</i>	149



1. PREMESSA

Il Comune di Genova ha affidato a Technital il Progetto di Fattibilità Tecnica Economica ed il Progetto Definitivo per appalto integrato delle opere di sistemazione idraulica e adeguamento della capacità idraulica del Rio Maltempo, affluente in sinistra idrografica del Torrente Polcevera, del quale è nota l'insufficienza della sezione a convogliare le portate aventi tempo di ritorno di 200 anni. Tale insufficienza idraulica è imputabile, fra le altre cose, all'estesa urbanizzazione che ha portato alla copertura del tratto terminale del corso d'acqua. Copertura che peraltro allo stato attuale risulta degradata, caratterizzata da dimensioni non costanti, e ristretta in più punti per l'inserimento di numerosi sottoservizi.

La soluzione proposta al fine di risolvere le criticità idrauliche esistenti prevede la realizzazione di una galleria scolmatrice che raccoglie le acque provenienti dalla parte più a monte e non antropizzata del bacino del Rio Maltempo per coltellarle nel tratto terminale del Torrente Torbella, che con decorso circa parallelo rimane più a nord.

Per una prima identificazione dei luoghi in figura seguente si riporta uno stralcio di corografia con i limiti del bacino idrografico del Torrente Torbella, che scorre interamente a cielo aperto, e del Rio Maltempo il cui alveo è a cielo aperto a monte, e tombato nel tratto finale di attraversamento dell'urbanizzato.



Figura 1.1: Rio Maltempo – In blu a sud il bacino del Rio Maltempo; in verde a nord quello del Torrente Torbella. In rosso il tratto tombato

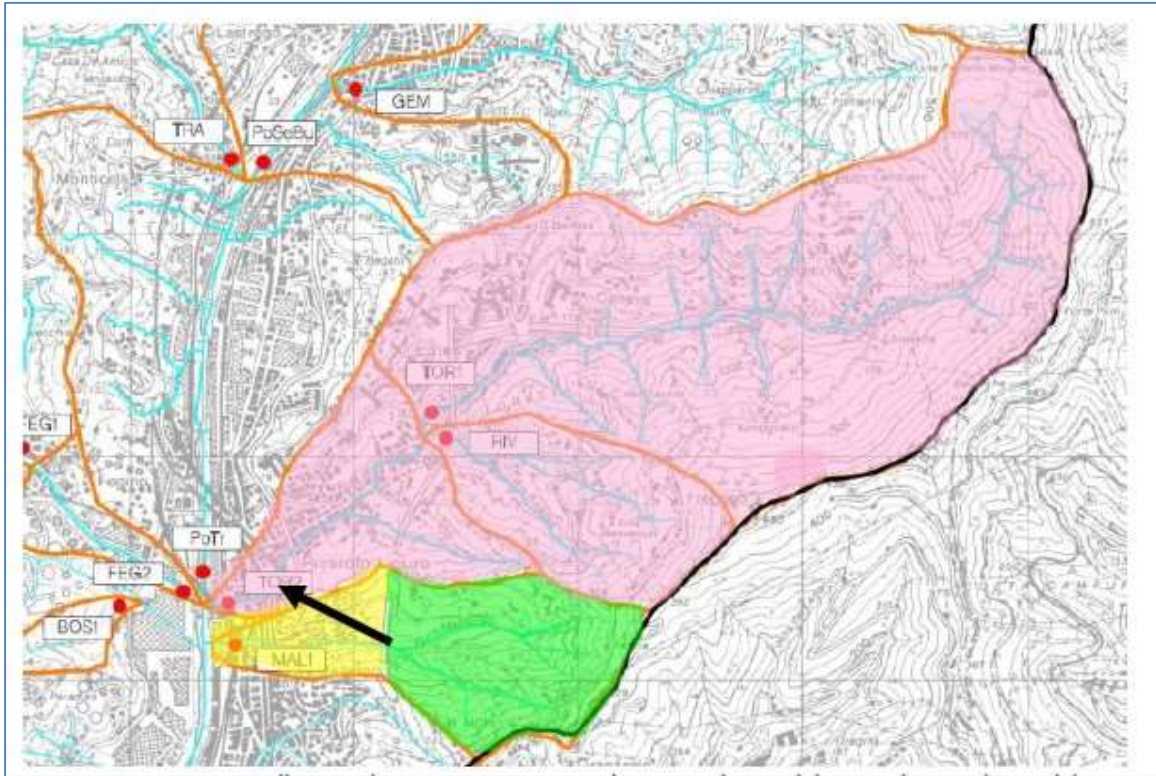


Figura 1.2: Nuova galleria idraulica con il bacino del Torrente Torbella e la quota scolmata del Rio Maltempo (in verde)

La soluzione progettuale individuata prevede di sistemare idraulicamente il Rio Maltempo attraverso la realizzazione di un'opera di presa ①, un pozzo di caduta con camera di dissipazione del salto ②, una galleria di collegamento che conduce all'opera di connessione con il t. Torbella ③, dotata di un pozzo di aerazione (aeroforo) intermedio, un'opera di tipo scatolare di connessione con il T. Torbella ④ e la sistemazione idraulica del tratto del t. Torbella fino alla confluenza con il Polcevera ⑤ (Figura 1.3).

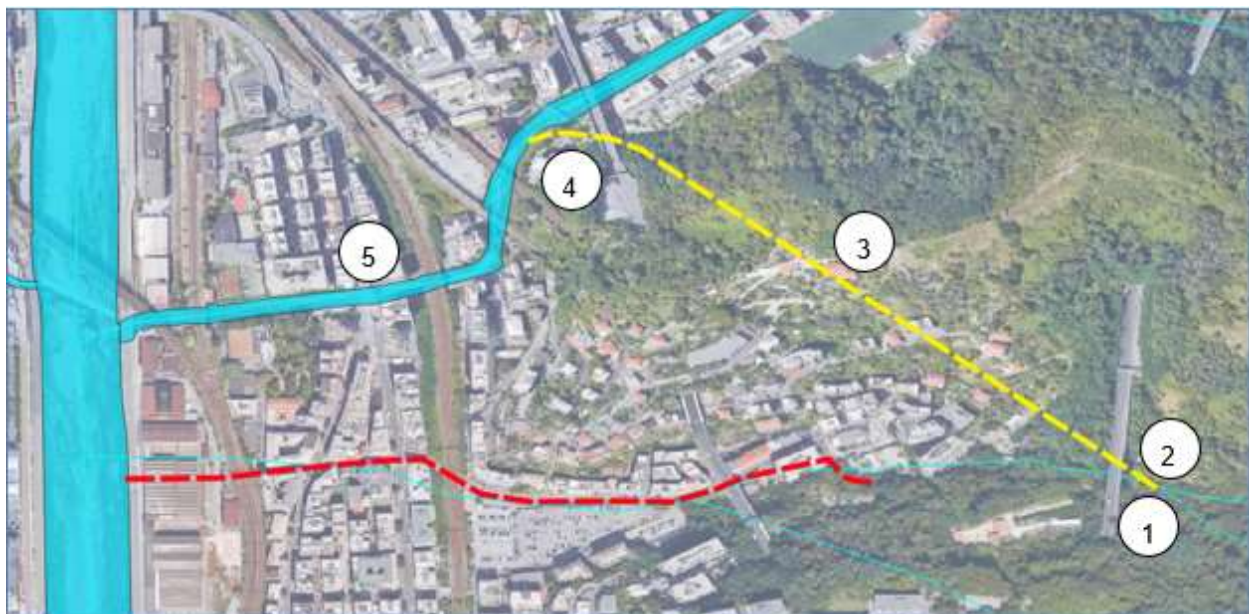


Figura 1.3: Opere principali. In rosso il tratto tombato del Rio Maltempo, in giallo la nuova galleria scolmatrice



Questa soluzione progettuale comprende, dunque, le seguenti opere:

- Un'opera di presa, costituita da una vasca di sedimentazione con sfioro laterale in destra per la derivazione delle portate verso un manufatto di imbocco alla camera a vortice e al pozzo di caduta. Sulla base della definizione della portata di progetto pari a $Q = 26 \text{ m}^3/\text{s}$ a seguito dei risultati dell'analisi idrologica del PFTE, si descrivono in seguito le caratteristiche geometriche di questi manufatti. La lunghezza e profondità dell'opera sono state studiate in modo da consentire la sedimentazione di materiale solido e la sua agevole rimozione. Il materiale flottante di grosse dimensioni verrà intercettato da un manufatto che si prevederà a monte della vasca. Sul lato di valle della vasca sono state previste due paratoie per la restituzione delle portate a valle, in modo da mantenere la connessione longitudinale dell'alveo naturale in termini di portate minime;
- il manufatto d'imbocco termina con una vasca elicoidale, in cui è inserito un pozzo di caduta per le portate derivate, che entra dall'alto in una camera di dissipazione dopo un salto totale pari a 13.30 m, posizionato in asse con quello di caduta e poco più a valle, che, a partire dal cielo della camera di dissipazione, risale per circa 9.00 m fino alla superficie del terreno esistente. In questo modo, è possibile minimizzare i fenomeni di cavitazione e di *choking* della vena fluida nella galleria;
- una galleria idraulica di collegamento lunga circa 521 m con pendenza pari al 0.4%, nella quale si instaura un moto a pelo libero in corrente lenta. La galleria si prevede accessibile da valle in modo da consentirne la agevole manutenzione e si prevede, inoltre, la realizzazione di un pozzo aeroforo intermedio;
- Un'opera di collegamento di tipo scatolare interrata tra la fine della galleria scolmatrice e lo sbocco nel t. Torbella. Dal momento che essa si presenta a monte di un tratto in curva del t. Torbella, si è prestata attenzione all'idraulica alla confluenza, ottimizzando l'asse dello scatolare in modo da ridurre il più possibile l'angolo con l'asse del corso d'acqua recettore in quel tratto;
- Sistemazione idraulica del t. Torbella, che prevede:
 - riprofilatura dell'alveo del corso d'acqua, a partire dal ponte di via Carlo Fasciotti (circa 20 m a monte dello sbocco dello scolmatore) fino alla foce nel t. Polcevera. In questo intervento sono incluse opere di protezione del fondo del t. Torbella per mezzo dell'inserimento di massi ciclopici;
 - demolizione e adeguamento idraulico mediante intervento di ricostruzione del ponte di via Canepari a campata unica; nell'ambito di questo intervento è stata prevista la contestuale demolizione del manufatto di proprietà del Comune di Genova, ubicato in via Gioacchino Rossini 2R, il quale risulta interferente con le opere di sostegno definite per lo scavo a monte della spalla nord del ponte di via Canepari e non consentirebbe in fase di esecuzione dei lavori lo spostamento di due sottoservizi che transitano al di sotto dello stesso manufatto;
 - muro a U per la riprofilatura dell'alveo intorno alla pila del secondo ponte ferroviario a partire dalla confluenza del t. Torbella nel t. Polcevera.



2. OGGETTO E SCOPO

Il presente documento, unitamente agli elaborati grafici che lo accompagnano, costituisce la relazione geotecnica del Progetto Definitivo delle opere di adeguamento idraulico del Rio Maltempo a Genova.

Oggetto del lavoro è la caratterizzazione dei terreni presenti nell'area d'interesse progettuale, la definizione del modello geotecnico del sottosuolo, la valutazione dell'interazione opere terreni in relazione agli interventi previsti. La presente relazione si basa sui risultati delle indagini geognostiche pregresse disponibili e sui risultati delle indagini specificamente eseguite nei primi mesi del 2022. Inoltre, si presentano i risultati della campagna di indagini integrativa eseguita nel febbraio 2023.

Il quadro informativo disponibile illustrato nel testo ed integrato dagli elaborati grafici allegati permette di rappresentare tutta la gamma di informazioni geotecniche finalizzate alla corretta progettazione delle opere.



3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici n. 47 (11 marzo 1988) "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, Strutture di contenimento ed Aspetti geotecnici (1998).
- Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 settembre 1988 n.30483 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione". (Pres. Cons. Superiore — Servizio Tecnico Centrale).
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica (ordinanza n. 3274 – Allegati 1, 2 e 3);
- Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008 pubblicate sulla G.U. n° 29 del 04.02.2008.
- Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14/01/2008. Circolare 02/02/2009 n° 617 C.S.LL.PP.
- Piano di Tutela delle Acque (PTU) della Regione Liguria approvato con Delibera 11 del 29/03/2016.
- Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17/01/2018 pubblicate sulla G.U. del 20.02.2018.
- Circolare 21/01/2019 n 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al DM 17/01/2018.



4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in studio ricade nella porzione occidentale della città di Genova in corrispondenza del quartiere di Rivarolo, in sinistra idrografica del torrente Polcevera.

La morfologia generale è collinare, tipica del genovese. Nell'ambito del sedime in studio la collina è interrotta al piede dall'ampia spinata alluvionale del torrente Polcevera, larga in questo tratto fino a 900 m, avente orientazione circa nord sud ed il cui corso è regimato e delimitato da argini artificiali.

I rilievi collinari sono solcati dagli affluenti dello stesso torrente Polcevera, che nell'ambito dell'area di intervento sono il Rio Maltempo e il Torrente Torbella, entrambi aventi direzione circa E-W o NE-SW e posti in sinistra idrografica.

Il Rio Maltempo, come molti altri corsi d'acqua della città, è tombato nella parte più urbanizzata, circa dalla confluenza nel Polcevera per circa 600 m verso monte. Il Torrente Torbella scorre invece a cielo aperto con alveo spesso delimitato da muri e/o argini artificiali.

Con riferimento alla Carta Topografica d'Italia edita dall'Istituto Geografico Militare (IGM) l'area in studio ricade nella tavoletta 82-II-NE in scala 1:25.000 "Sestri Ponente". Nella Carta Tecnica Regionale (CTR) della Liguria in scala 1:10.000 ricade nel foglio 213150.

In figura seguente si riporta una corografia a grande scala tratta dal Geoportale della Regione Liguria con la posizione della galleria scolmatrice rispetto al reticolo idrografico principale.

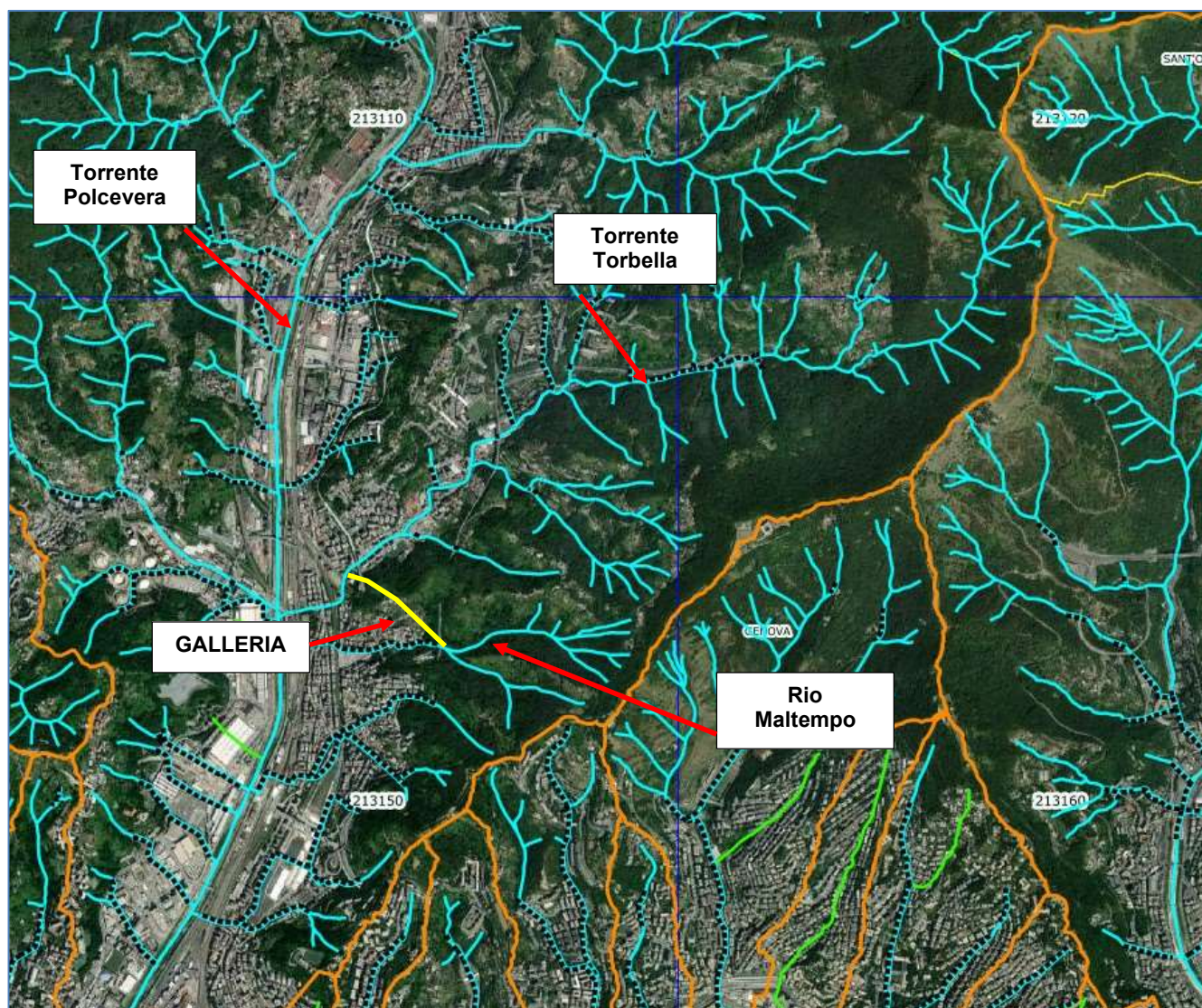


Figura 4.1 Corografia a grande scala con ubicazione della galleria idraulica di derivazione del Rio Maltempo (Geoportale Regionale)



5. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Sulla base del quadro disponibile fornito dalle indagini pregresse in aree limitrofe e con riferimento alla tipologia di opere previste, in prospettiva dello sviluppo della progettazione definitiva, nei mesi di febbraio-marzo 2022 è stata condotta una specifica campagna geognostica e geotecnica di approfondimento.

I capitoli e paragrafi seguenti riepilogano caratteristiche e risultati delle indagini eseguite.

La planimetria ubicazione indagini allegata al progetto riporta sia le indagini pregresse sia quelle eseguite in fase di progettazione nel corso dei primi mesi del 2022 dalla ditta TecnoIn di Milano, con la direzione tecnica del gruppo di progettazione.

5.1 Indagini pregresse

Per le indagini pregresse si è fatto riferimento alle seguenti fonti:

- Progetto esecutivo di 1° livello del Viadotto Polcevera, comprensivo della relazione geologica redatta da W. Rivola nel febbraio 2019;
- Progetto definitivo di adeguamento del sistema A7 - A10 - A12 del nodo autostradale di Genova, comprensivo della Relazione geomeccanica delle gallerie naturali ad est del Torrente Polcevera;
- Carta delle indagini geognostiche consultabile attraverso il Geoportale Regionale;
- Piano di caratterizzazione e messa in sicurezza del sito di Via Piombelli.

per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geologica di progetto.

5.2 Indagini geognostiche di progetto

Per una verifica e approfondimento del modello geologico-geotecnico dedotto dai rilievi in sito e dalle indagini pregresse sono stati eseguiti n.5 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prelievo di campioni geotecnici indisturbati e rimaneggiati, campioni ambientali, prove in sito tipo SPT, Léfranc e/o Lugeon.

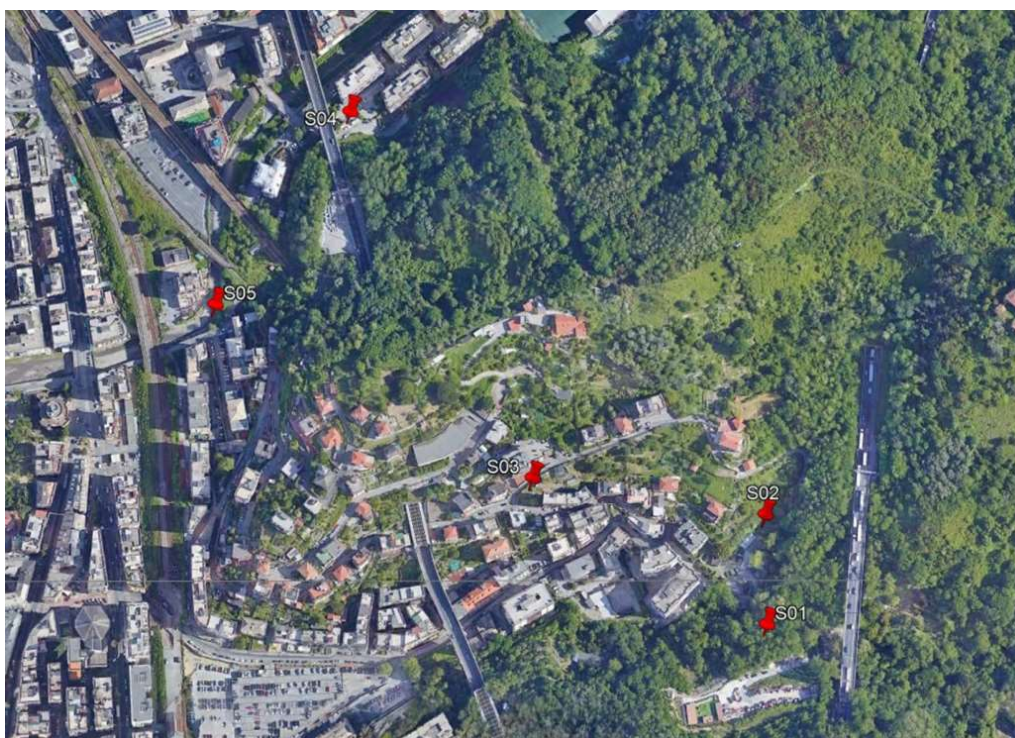


Figura 5.1 Ubicazione sondaggi geostatici anno 2022.

Le caratteristiche principali dei sondaggi sono riepilogate nella tabella seguente.

Sondaggi 2022															
Sondaggio	Quota (mslm)	Profondità (m)	Strumentazione	Spessore depositi di copertura (m)	Tipo depositi di copertura	Substrato argillitico (RQD medio)	Campioni rimaneggiati	Campioni litoidi	Campioni indisturbati	Campioni ambientali	SPT	Lefranc	Lugeon	Falda (m da pc)	Falda (mslm)
S01	46.34	40	Piezometro	18.5	Riporto	30-70%	2	5			0		2	17.95	28.39
S02	40.7	25	Piezometro	8	Colluvioni	30-60%	2	4		1	2		2	6.5	34.2
S03	52.7	45	Sigillato	8	Colluvioni	0-50%	2	6			0		2		
S04	23.99	18	Piezometro	18	Colluvioni		6		1	3	4	2	0	5.95	18.04
S05	17.5	20	Piezometro	9	Alluvioni	20-50%	2	4		1	3	1	1	2.42	15.08

Tabella 5.1 Sondaggi a carotaggio continuo anno 2022

Le profondità raggiunte dai sondaggi sono variabili tra 18 m e 40 m spingendosi, nei tratti in galleria, al di sotto delle minime quote di scavo. Ad eccezione del sondaggio S03 le perforazioni sono attrezzate con piezometro a tubo aperto per il monitoraggio dei livelli di falda nel tempo. Nei piezometri sono stati rilevati i livelli idrici indicati in tabella in termini sia di soggiacenza che di quota; la falda staziona nei depositi di copertura al di sopra del substrato roccioso scarsamente permeabile. Nello specifico:

- Il sondaggio S1 è stato eseguito sul rilevato che sbarra il Rio Maltempo a valle dell'opera di presa e del viadotto autostradale. Attraversa 18.5 m di materiale di riporto prima di intercettare il substrato roccioso. Profondo 40 m è attrezzato con piezometro a tubo aperto.



- Il sondaggio S2 ricade in una lieve depressione morfologica (affluente in destra del Rio Maltempo) a margine della galleria idraulica. Profondo 25 m, attrezzato con piezometro, ha attraversato una coltre colluviale potente 8 m prima di raggiungere il substrato roccioso.
- Il sondaggio S3 si trova, compatibilmente con l'accessibilità delle aree, in posizione circa centrale e di maggiore copertura della galleria. Profondo 45 m riscontra una coltre colluviale di spessore 8 m, o nella peggiore delle ipotesi 14.90 m, prima di raggiungere un substrato roccioso che palesa un grado di fratturazione maggiormente elevato rispetto a quanto riscontrato nelle altre perforazioni. Diversi sono i tratti con roccia estremamente fratturata e/o ridotta in scaglie. In figura la cassetta rappresentativa della perforazione fra 40-45 m da p.c. a quota compatibile con la galleria idraulica.
- Il sondaggio S4 è stato eseguito poco oltre lo sbocco della galleria, in corrispondenza dello scatolare di raccordo con il Torbella. Fra quelli eseguiti è l'unico che non raggiunge il substrato roccioso. In quest'ambito i depositi di copertura carotati sono interpretabili come materiale di riporto seguito da argilliti, marne e argille riconducibili ad un deposito colluviale o, più probabilmente, ad un antico corpo di frana. Profondo 18 m, attrezzato con piezometro, rileva una falda a circa 6 m da p.c.
- Il sondaggio S5 è stato eseguito lungo l'alveo del Torrente Torbella. Profondo 20 m dopo aver attraversato alluvioni grossolane raggiunge il substrato roccioso alla profondità di 9 m da p.c. (vedi figura). Tale modesta soggiacenza della roccia in posto può essere interpretata come una locale culminazione legata alla prossimità del rilievo montuoso. E'attrezzato con piezometro; la falda a marzo 2003 si attesta a -2.42 m da p.c.

5.2.1 Prove in sito e di laboratorio

Come riepilogato in tabella 5.1 nei depositi di copertura sono stati prelevati n.14 campioni rimaneggiati ed un unico campione indisturbato. Sono stati prelevati anche n.4 campioni ambientali rappresentativi dei terreni presenti in corrispondenza dello scatolare interposto fra la galleria idraulica ed il Torrente Torbella, e di quelli in alveo lungo lo stesso Torbella. Nel substrato roccioso sono stati prelevati n.20 campioni lapidei.

I risultati delle prove di laboratorio geotecnico sono riassunti in tabella 5.2.



Sondaggio	Campione	Unità	Prof (m)	γ (kN/mc)	W %	Porosità (%)	e	Sr (%)	Ciottoli (%)	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo %	Argilla (%)	Wl %	Wp %	Ip	Φ (°)	c' (kPa)	ELL (Mpa)	σc (Mpa)	Trazione (MP)	Point Load Is50 (Mpa)	σc da Is50 (Mpa)	
S01	CR01	Riporto	6.5							61.5	23.5	13	2	22	15	7								
	CR01	Riporto	15.5							63	20	11	6	23.2	17.8	5.4								
	CL01	Argilliti	25																				1.16	18.56
	CL02	Argilliti	26																				1.07	17.12
	CL03	Argilliti	27.5	25.3																	4.4			
	CL04	Argilliti	32	27.13																		0.59		
CL05	Argilliti	38	25.74																	7.1				
S02	CR01	Colluvioni	2							41.5	32.5	18.5	7.5											
	CR02	Colluvioni	3							45	23	21	11											
	CR03	Colluvioni								53	29.5	14.5	3	ND	ND	ND								
	CL01	Argilliti	12	27.38																		11.19		
	CL02	Argilliti	17.5	25.98																		3.8		
	CL03	Argilliti	20																					0.46
CL04	Argilliti	23.8																					0.76	12.16
S03	CR01	Colluvioni	7							42	37	17	4	22.9	16.35	6.55								
	CR02	Colluvioni	13							13	45	30	12	37	29.5	7.5								
	CL01	Argilliti	23																				1.74	27.84
	CL02	Argilliti	28																				1.72	27.52
	CL03	Argilliti	34.3																				0.94	15.04
	CL04	Argilliti	38	28.85																		17.59		
CL05	Argilliti	40	27.53																		8.7			
CL06	Argilliti	42.8																					0.78	12.48
S04	CR01	Colluvioni	3.5	18.5	23.2					24.5	40.5	15	20	53.2	35.93	17.3	31.22	21.7						
	CR02	Colluvioni	5.5	19	24.98					20.5	45.5	14	20	44.8	26.67	18.1	32.05	19.5						
	CR03	Colluvioni	8.5	19.48	20.93					29	23	34	14	41	25.6	15.4	33.39	17.3						
	CR04	Colluvioni	11.5							38	27.5	23	11.5											
	CR05	Colluvioni	14.5							27	40	22.5	10.5	33.4	21.94	11.5								
	CR06	Colluvioni	17.5							0	40	23.5	4.5											
CI01	Colluvioni	17	21.15	18.63	34.29	0.52	96.81		36	28.5	22	13.5	36.2	20.15	16.1					0.163				
S05	CR01	Alluvioni	1.5							59.5	28.5	11	1	ND	ND	ND								
	CR02	Alluvioni	5.5							57.5	24.5	12.5	5.5	ND	ND	ND								
	CL01	Argilliti	12	25.88																		7.3		
	CL02	Argilliti	13.5	24.33																		6.9		
	CL03	Argilliti	14.4	25.14																				
	CL04	Argilliti	16	27.47																		4.1		
CL05	Argilliti	18.5	25.65																		22.9			

Tabella 5.2 Risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nei sondaggi

Per quanto riguarda le caratteristiche idrauliche dei terreni, lungo le verticali dei sondaggi sono state eseguite prove di permeabilità tipo Léfranc nei terreni di copertura e Lugeon nel substrato roccioso, i cui risultati sono riportati nella Relazione Geologica di progetto.

5.2.1 Indagini sul torrente Torbella 2023 - Pozzetti esplorativi integrativi e carotaggi

A seguito di approfondimenti progettuali sono stati eseguiti ulteriori pozzetti esplorativi al piede delle opere spondali del torrente Torbella e, in aggiunta, alcuni carotaggi per indagare alcune opere di sponda non indagabili con pozzetti a causa dell'impossibilità di effettuare operazioni di scavo.

In particolare, si riportano nel seguito i principali dati ottenuti:

Pozzetto	Quota (mslm)	Profondità (m)	Litologia	Opera	Profondità fondazione (m)
PE7bis	16,05	1,4	Ghiaia con sabbia e limo	Muro via Torbella	1,4
PE14	20,23	3	Ghiaia con sabbia e limo	Muro Dx Torbella	>3
PE15	20,56	3	Ghiaia con sabbia e limo	Muro sx comparto Fasciotti	>3



PE16	19,06	2,7	Ghiaia con sabbia e limo	Muro Dx Torbella	>2,7
PE17	19,48	1,7	Ghiaia con sabbia e limo	Muro sx FFSS	1,4
PE18	18,07	0,7	Ghiaia con sabbia e limo	Muro sx Parcheggio	>0,7
PE19	18,49	1,2	Ghiaia con sabbia e limo	Gabbioni sx	1,2
PE20	18,05	2,6	Ghiaia con sabbia e limo	Edificio dx strada privata via Rossini	>2,6
PE21	18,48	2	Ghiaia con sabbia e limo	Muro dx strada privata via Rossini	0,4
PE22	16,95	1,4	Ghiaia con sabbia e limo	Muro a valle ponte Canepari	1,4
PE23	15,42	1,7	Ghiaia con sabbia e limo	Pila Passerella privata	1,3
CA01	16,38	4,0		Spalla nord ponte ferroviario	
CA02	15,63	2,5		Muro Dx Torbella a valle ponte ferroviario	
CA03	17,77	2,5		Muro Sx Torbella in prossimità attuale accesso alveo	



6. STRATIGRAFIA DI PROGETTO

6.1 Unità stratigrafico – geotecniche

Le unità stratigrafiche di seguito riportate si riferiscono a formazioni omogenee da un punto di vista delle caratteristiche stratigrafiche (granulometria, plasticità, densità, consistenza, grado di cementazione, litotipo, grado di alterazione e fratturazione), pertanto ciascuna unità risulta avere un comportamento geotecnico omogeneo in termini di resistenza e di deformabilità.

Si riporta di seguito la descrizione delle unità stratigrafiche – geotecniche individuate, per quanto riguarda la presenza delle diverse formazioni ed i relativi spessori in corrispondenza delle opere in progetto si rimanda alle rispettive sezioni geologiche-geotecniche:

- **RIP**: Riporti artificiali e depositi rimaneggiati (Quaternario). Composizione eterogenea, prevalentemente ghiaioso sabbiosi in matrice limoso argillosa. Possibile presenza di frammenti di laterizio.
- **CD**: Coltri eluvio-colluviali (Quaternario). Clasti eterometrici in abbondante matrice sabbioso limosa o limoso argillosa.
- **AA/AM**: Materiali alluvionali antichi, recenti e di alveo attuale (Quaternario). Depositi ghiaiosi e sabbiosi anche posti a quota più elevata rispetto agli alvei attuali o al livello del mare, talvolta terrazzati. Possibili orizzonti sabbioso limosi in profondità. Al piede del versante possono inglobare coltri colluviali e/o accumuli di antica frana.
- **AMTa**: Argilliti di Montanesi, alterate per pedogenesi e/o molto fratturate e disarticolate.
- **AMT**: Argilliti di Montanesi (Cenomaniano - Turoniano). Costituite da argilliti emipelagiche e argilliti siltose in strati da centimetrici a pluridecimetrici poco evidenti e deformati, con subordinate intercalazioni di arenarie quarzose fini e vene di quarzo. Fissilità spinta con diffusa scistosità di tipo lastroide. Valori di RQD e GSI tendenzialmente bassi. Elevata variabilità del grado di fratturazione.

6.2 Caratterizzazione del riporto (RIP)

Il materiale di riporto con cui è realizzato il rilevato che sbarra il corso del Rio Maltempo, interessato dal sondaggio S1, è composto da ghiaie sabbiose debolmente limose.

6.3 Caratterizzazione delle coltri eluvio-colluviali (CD)

La coltre colluviale è costituita da ghiaie e sabbie in matrice limoso-argillosa con peso di volume compreso tra 18 kN/m³ e 21 kN/m³. In figura 6.1 è riportata la classificazione della matrice fine (passante al vaglio 200 ASTM) con riferimento alla carta di plasticità di Casagrande.

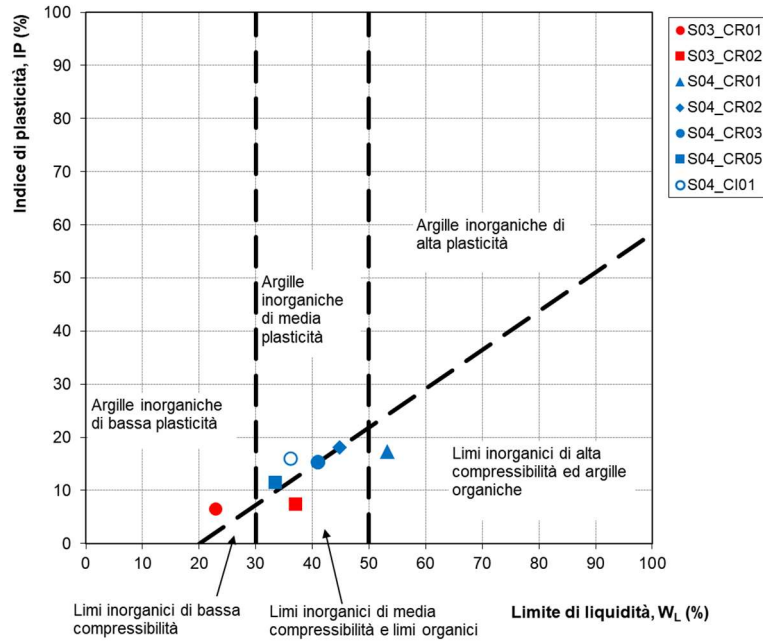


Figura 6.1 Carta di plasticità di Casagrande – classificazione della matrice fine delle coltri eluvio-colluviali.

In figura 6.2 è illustrato l'andamento con la profondità del numero di colpi delle prove SPT (Standard Penetration Test) e del valore dell'angolo di resistenza al taglio, determinato attraverso la relazione riportata in CIRIA, Special publication 95 - The design and construction of sheet piled cofferdam – Thomas Telford, London, 1993.

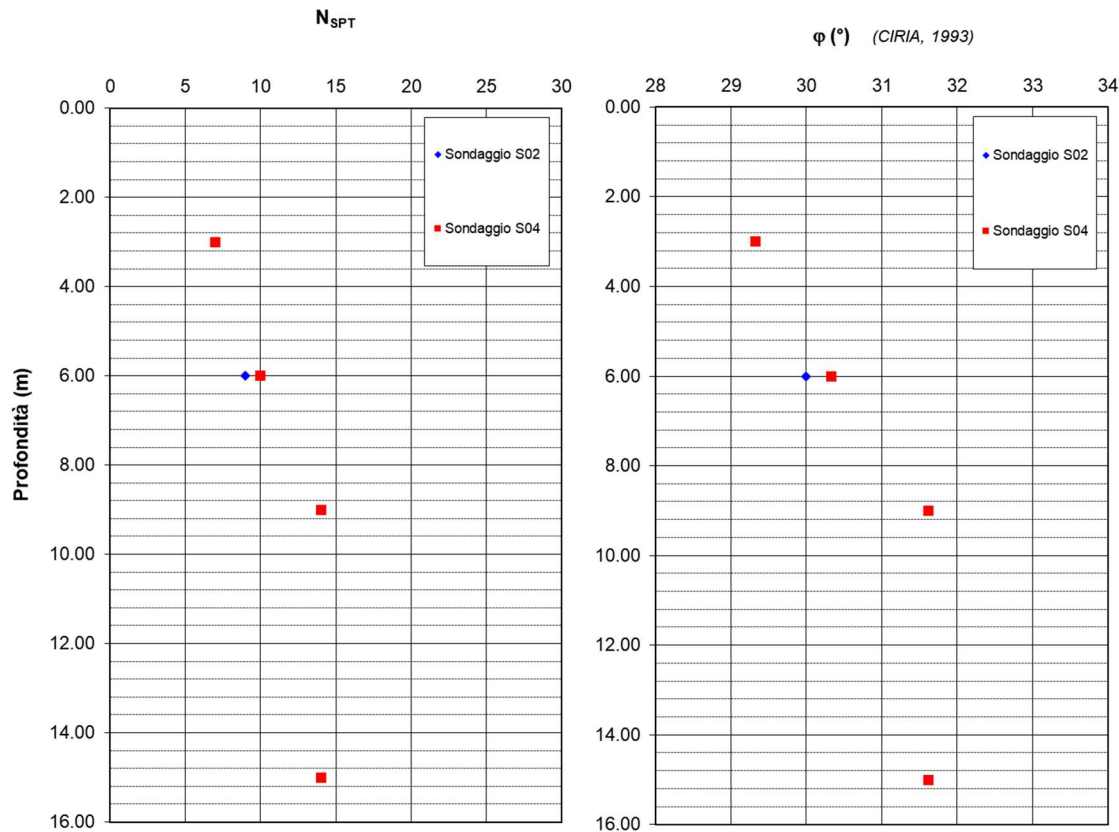


Figura 6.2 Andamento con la profondità del numero di colpi N_{SPT} e dell'angolo di resistenza al taglio secondo CIRIA '93.

Le prove di taglio diretto eseguite sulla matrice fine dei campioni rimaneggiati hanno fornito un angolo di resistenza al taglio compreso tra 31° e 33° ed una coesione compresa tra 17 kPa e 22 kPa; tali valori sono da considerare indicativi, in particolare il termine coesivo, in quanto ottenuti da campioni ricostruiti in laboratorio.

In figura 6.3 è illustrato l'andamento con la profondità del numero di colpi delle prove SPT (Standard Penetration Test) e del valore del modulo di rigidezza, determinato attraverso la relazione riportata da D'Apollonia et al. - Discussion on Settlement of Spread Footings on Sand - JSMFD, ASCE, vol.96, 1970.

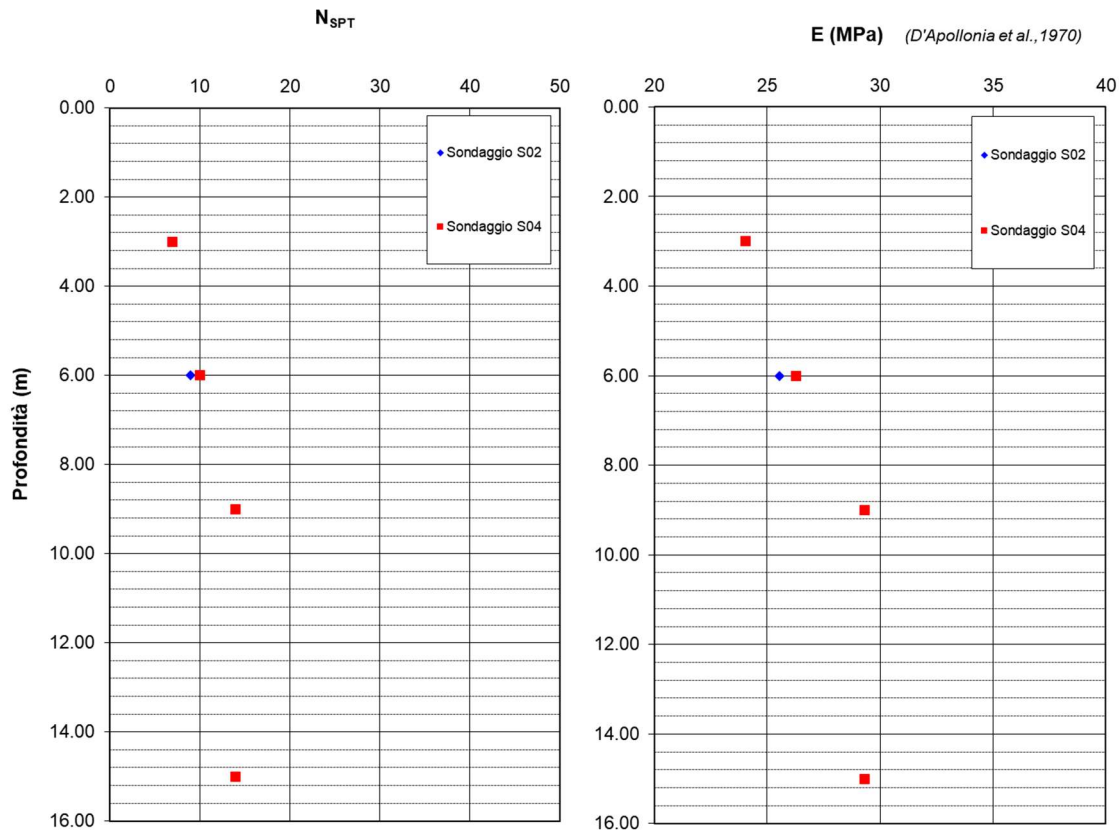


Figura 6.3 Andamento con la profondità del numero di colpi N_{SPT} e del modulo di rigidezza secondo D'Apollonia et al. '70.

In figura 6.4 è illustrato l'andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio V_s , determinata attraverso la relazione di Yoshida e al. (Empirical formulas of SPT blow-counts for gravelly soils. Proceedings of the 1 st International Symposium on Penetration Testing ISOPT-1, Orlando, 1988) $V_s = 55 N_{SPT}^{0.25} * \sigma_{vo}^{0.14}$ e del valore del modulo di taglio massimo $G_{max} = \rho V_s^2$.

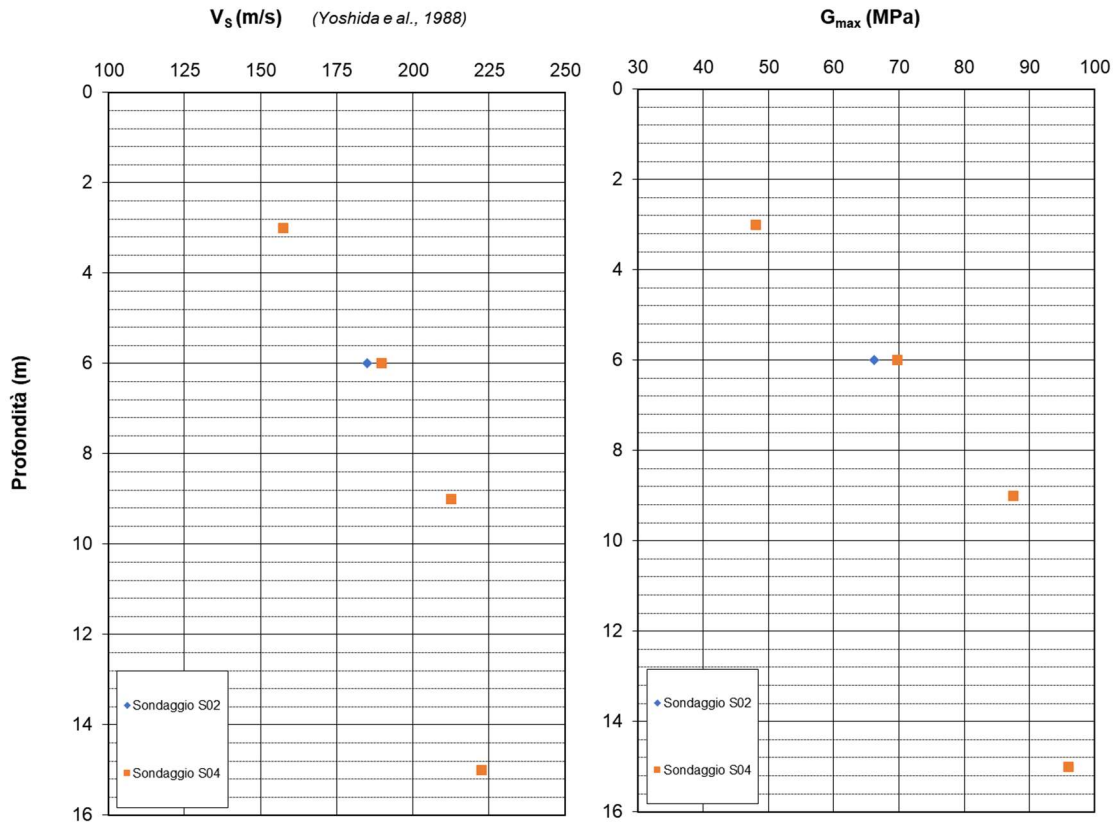


Figura 6.4 Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio massimo G_{max} .

6.4 Caratterizzazione delle alluvioni (AA/AM)

Le alluvioni del Torbella sono costituite prevalentemente da ghiaie sub-angolose in matrice sabbioso limosa da sciolte a mediamente addensate. In figura 6.5 è illustrato l'andamento con la profondità del numero di colpi delle prove SPT (Standard Penetration Test) ed il valore dell'angolo di resistenza al taglio determinato attraverso la relazione riportata in CIRIA (1993).

Si evidenzia che su un totale di n.3 Standard Penetration Test, si considerando solamente i primi due in quanto il più profondo è stato eseguito in corrispondenza dell'interfaccia tra alluvioni ed argilliti, non si ritiene quindi rappresentativo dello stato di addensamento del materiale alluvionale.

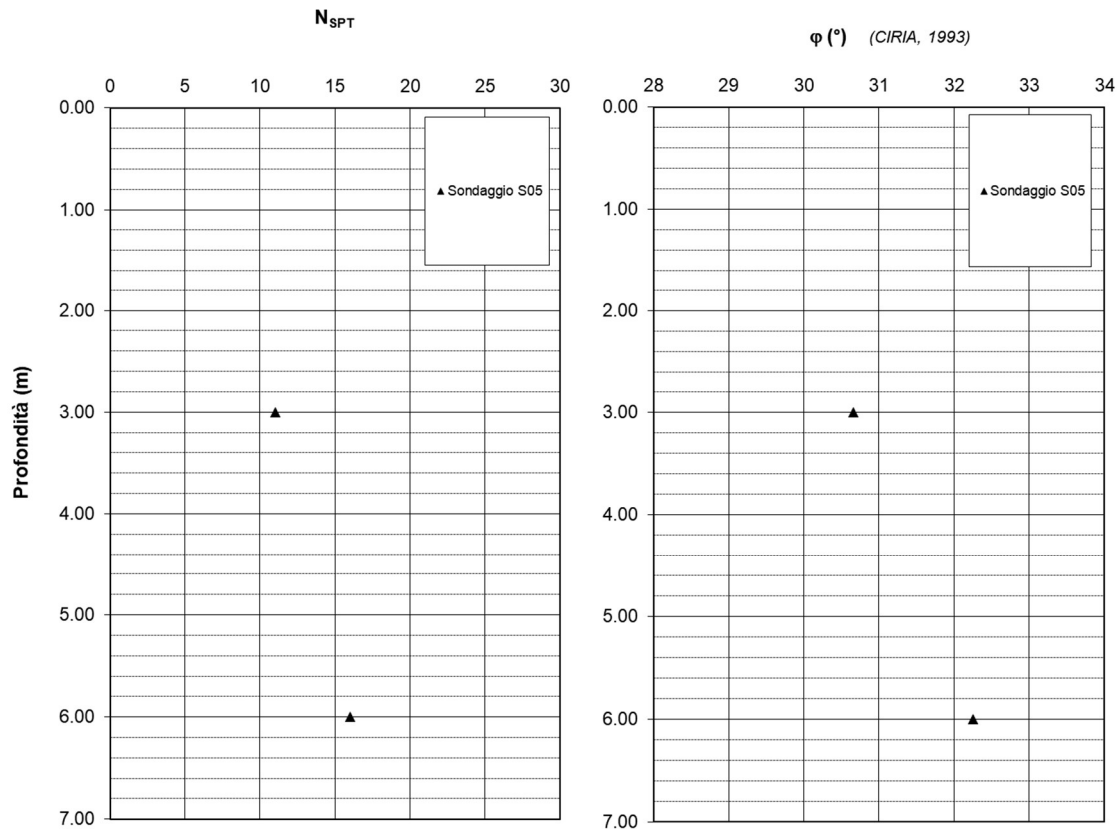


Figura 6.5 Andamento con la profondità del numero di colpi N_{SPT} ed angolo di resistenza al taglio secondo CIRIA '93.

In figura 6.6 è illustrato l'andamento con la profondità del numero di colpi delle prove SPT (Standard Penetration Test) ed il valore del modulo di rigidezza, determinato attraverso la relazione riportata da D'Apollonia et al. (1970).

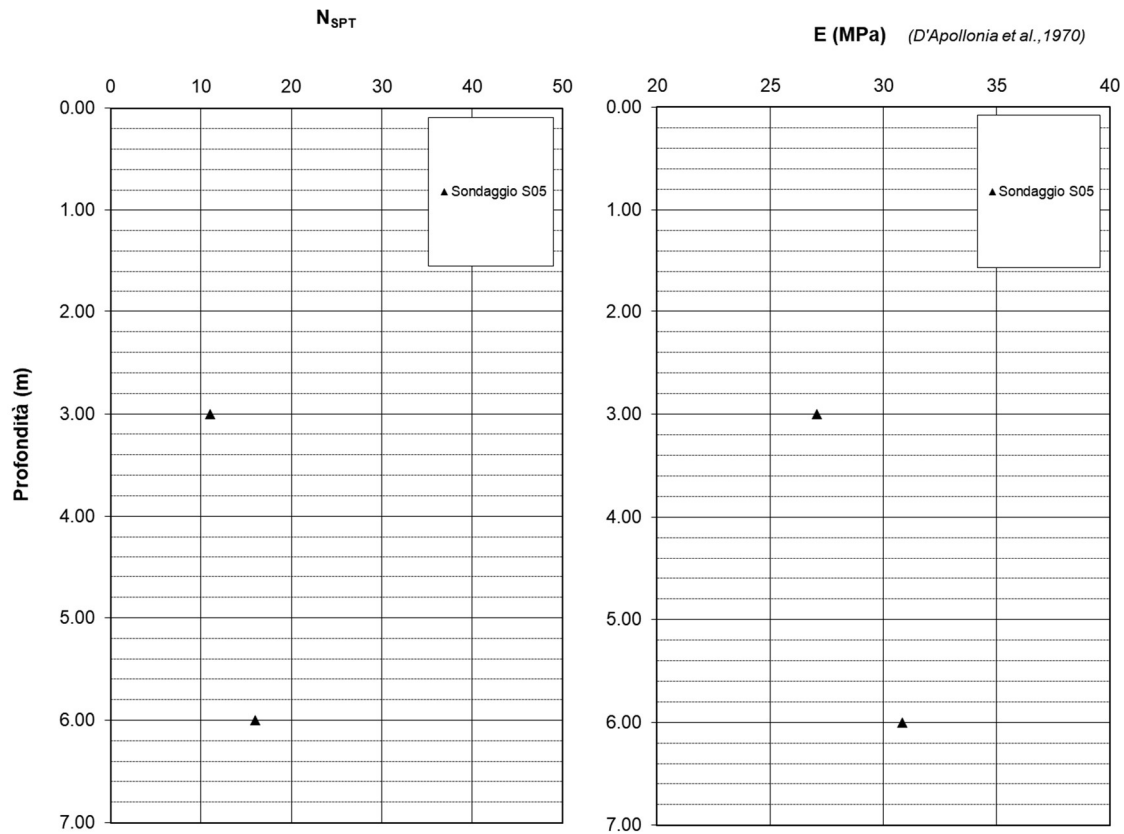


Figura 6.6 Andamento con la profondità del numero di colpi N_{SPT} e del modulo di rigidezza secondo D'Apollonia et al. '70.

In figura 6.7 è illustrato l'andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio V_s , determinata attraverso la relazione di Yoshida e al. (1988) $V_s = 55 N_{SPT}^{0.25} * \sigma'_{vo}{}^{0.14}$ e del valore del modulo di taglio massimo $G_{max} = \rho V_s^2$.

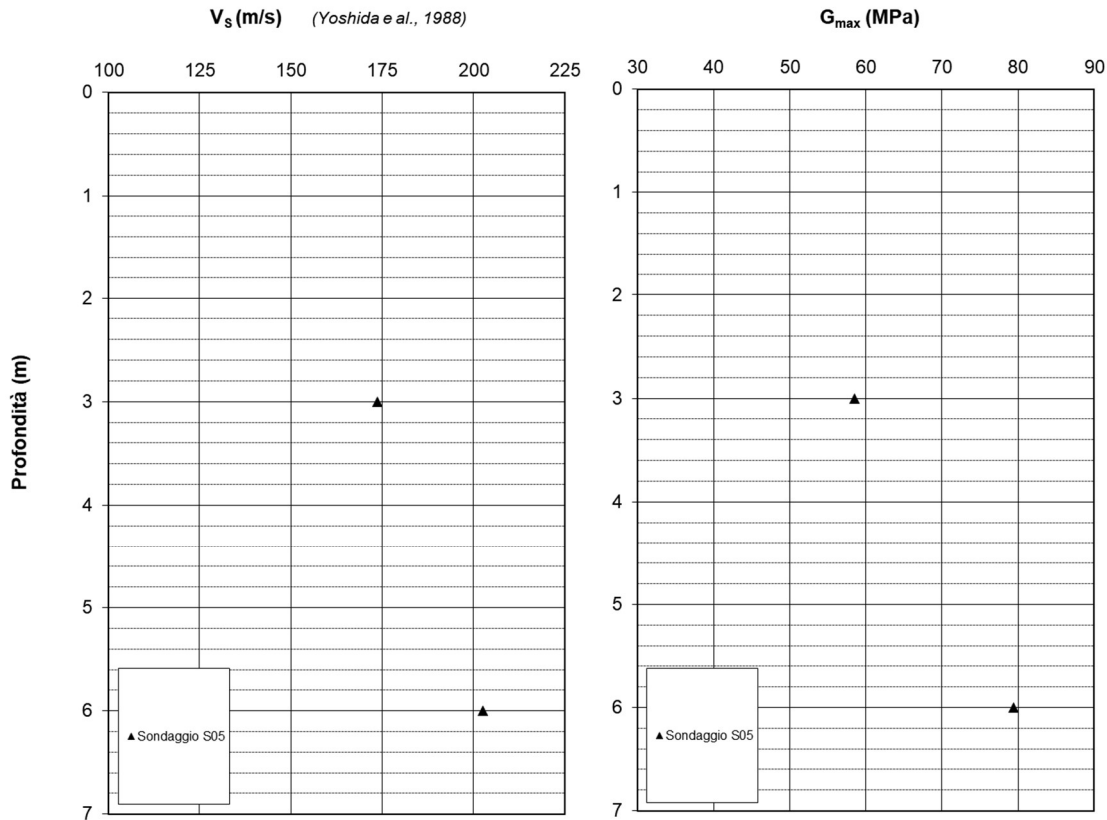


Figura 6.7 Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio massimo G_{max} .

6.5 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso delle Argilliti di Montanesi (AMTa, AMT)

Dall'elaborazione delle prove di laboratorio eseguite su n.20 campioni prelevati nelle Argilliti di Montanesi, è stato determinato per la roccia un peso di volume compreso tra 25 kN/m³ e 29 kN/m³ ed una resistenza a compressione semplice compresa tra 4 MPa e 23 MPa in funzione del grado di alterazione. Dalle prove Point Load sono stati estrapolati valori di resistenza a compressione leggermente più elevati, compresi fra 7 MPa e 27 MPa. Tali valori dipendono dal fattore di correlazione K che nel caso in oggetto è stato posto pari a 16, come suggerito da Palstrom per rocce con resistenza nell'intervallo 3.6÷6 MPa. La resistenza a trazione misurata su un campione è pari a 0.59 MPa. I valori ottenuti risultano compatibili con quelli desunti dalle indagini pregresse relative alla realizzazione del nodo autostradale di Genova – Gronda di Ponente.

Di seguito si riportano le tabelle di classificazione dell'ammasso roccioso, rispettivamente in condizioni alterate/molto fratturate (AMTa) ed in condizioni fratturate (AMT), estratte dalla Relazione Geologica di progetto, a cui si rimanda per eventuali approfondimenti.



RMR e GSI porzione alterata e/o molto fratturata					
Descrizione	Parametro		Valore	Rating	
Argilliti di Montanesi (f. alterata e/o molto fratturata)	R1	Resistenza roccia intatta (Mpa)	1-5	1	
	R2	RQD (%)	<25	3	
	R3	Spaziatura discontinuità	<50mm	5	
	R4	Condizioni giunti	Lisci con possibile riempimento	3	
	R5	Condizione idraulica	Bagnato	7	
	R6	Orientazione discontinuità	Favorevole	-3	
	RMR (R1+R2+R3+R4+R5+R6)				16
	RMR89 (base) (R1+R2+R3+R4+R5)				19
	RMR'89 (R1+R2+R3+R4+15)				27
	GSI				22

Tabella 6.1 Classificazione geomeccanica in termini di RMR e GSI per le Argilliti di Montanesi in facies alterata e/o molto fratturata (AMTa)

RMR e GSI porzione fratturata					
Descrizione	Parametro		Valore	Rating	
Argilliti di Montanesi (f. fratturata)	R1	Resistenza roccia intatta (Mpa)	5-25	2	
	R2	RQD (%)	25-50	8	
	R3	Spaziatura discontinuità	<50mm	5	
	R4	Condizioni giunti	Lisci privi di riempimento	5	
	R5	Condizione idraulica	Umido	10	
	R6	Orientazione discontinuità	Favorevole	-3	
	RMR (R1+R2+R3+R4+R5+R6)				27
	RMR89 (base) (R1+R2+R3+R4+R5)				30
	RMR'89 (R1+R2+R3+R4+15)				35
	GSI				30

Tabella 6.2 Classificazione geomeccanica in termini di RMR e GSI per le Argilliti di Montanesi in facies fratturata (AMT)

Per la caratterizzazione dell'ammasso delle Argilliti di Montanesi si è fatto riferimento al criterio di rottura di Hoek-Brown attraverso l'ausilio dell'indice GSI (Geological Strength Index) inizialmente introdotto da Hoek e Bawden (1995) e Hoek-Brown (1997), successivamente sviluppato ed ampliato fino a giungere nella forma attuale che include anche ammassi rocciosi particolarmente scadenti o, come nel caso in studio, formazioni complesse eterogenee e flyschoidi. In figura 6.8 si riporta la tabella proposta per queste unità litologico strutturali da Hoek e Marinos (2000) per una stima "diretta" del GSI. I valori di GSI compresi nel campo 20-30 del caso in studio deducibili con buona congruenza da indagini pregresse, dall'RMR come riportato nella Relazione Geologica di progetto, e dalla stessa figura 6.8, sono fra loro ben congruenti e compresi nel perimetro cerchiato.

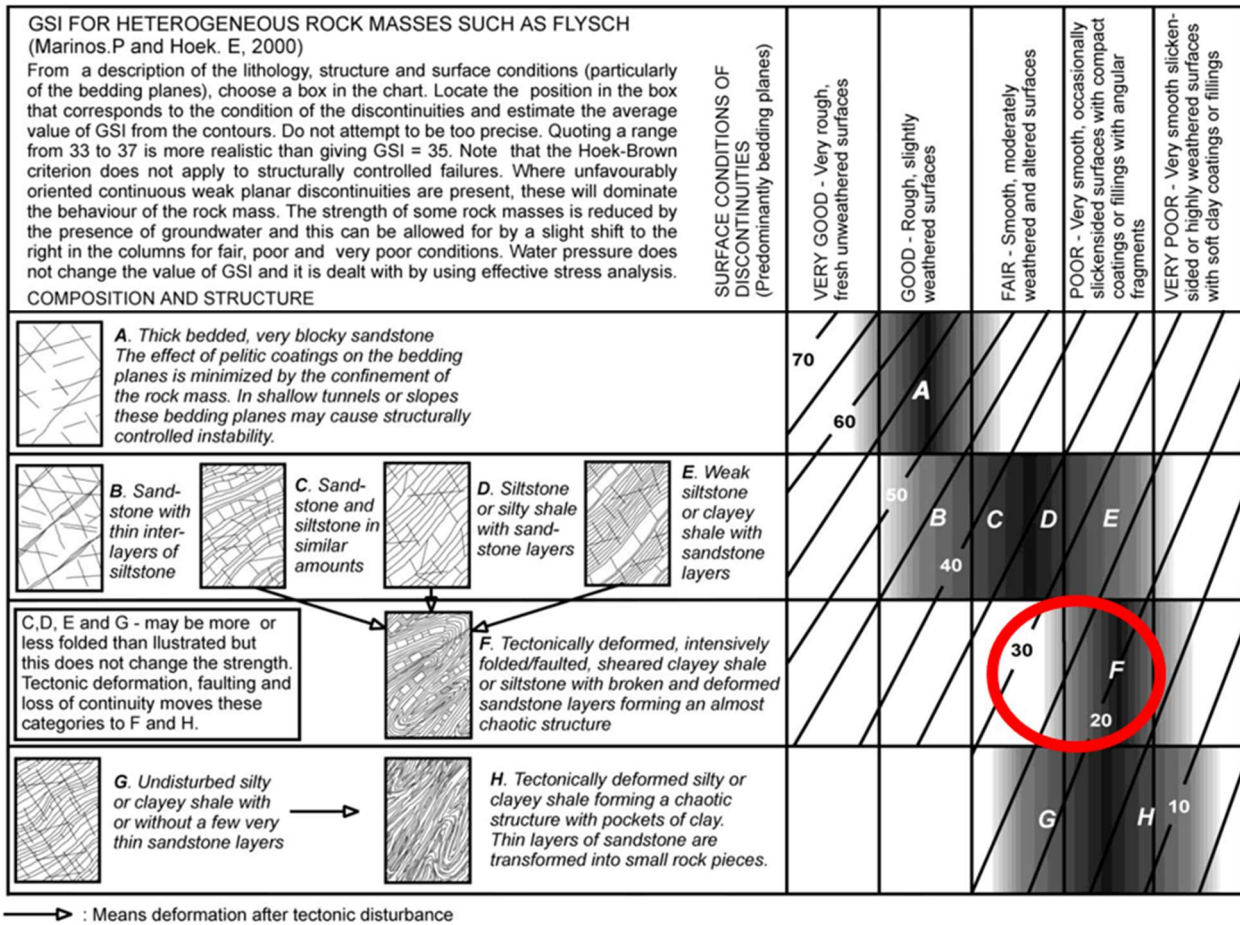


Figura 6.8 Stima del valore di GSI in ammassi rocciosi eterogenei come i Flysch

Potendo definire il parametro GSI anche per formazioni eterogenee e strutturalmente complesse è possibile ricavare le proprietà meccaniche adottando il criterio di rottura di Hoek-Brown, il quale può essere genericamente espresso sulla base della seguente espressione:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

σ_1' e σ_3' = sforzi efficaci principali rispettivamente minimo e massimo a rottura

m_b , s ed a = costanti dell'ammasso ($s = 1$ per roccia intatta)

σ_{ci} = resistenza a compressione della roccia intatta

I parametri costitutivi s , a e m_b che caratterizzano l'ammasso roccioso possono essere ricavati sulla base dell'indice empirico GSI deducibile graficamente in funzione della struttura dell'ammasso come da figura 7.1, o estrapolabile da altri indici utilizzati nella letteratura tecnica (ad esempio RMR di Bieniawsky).

Le correlazioni di riferimento sono quelle indicate da Hoek et alii nella riformulazione del criterio di rottura



del 2002 ovvero:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

dove:

m_i = parametro empirico che definisce l'inclinazione dell'involuppo della roccia intatta e dipende dalla litologia

D = parametro di danneggiamento dell'ammasso funzione del metodo di scavo; varia fra 0 (roccia non disturbata) e 1 (roccia molto disturbata)

Il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso può essere ricavato dalla relazione:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}$$

Dato che molti programmi di calcolo richiedono l'introduzione dei parametri di resistenza del terreno in termini di criterio di rottura di Mohr Coulomb, l'autore ha sviluppato una formulazione per determinare l'angolo d'attrito e la coesione equivalente dell'ammasso roccioso a partire dai parametri a , s , m_b e σ_{ci} e della tensione litostatica σ_{3max} (con: $\sigma_{3n} = \sigma_{3max}/\sigma_{ci}$)

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left(6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}}$$

Quanto sopra premesso si riepilogano i valori di ingresso adottati per il calcolo della resistenza dell'ammasso roccioso relativo alle Argilliti di Montanesi (**AMT**) dedotti dalle indagini integrative e da un quadro complessivo ottenuto da progetti pregressi:

- GSI = 30
- $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$



- $\sigma_{ci} = 15 \text{ MPa}$
- $m_i = 6$
- $D = 0$ ammasso non disturbato dalle operazioni di scavo

Per il tratto in galleria naturale introducendo i dati d'ingresso sopra riepilogati, considerando un valore di $GSI = 30$ ed una profondità dell'opera di 30 m da p.c., utilizzando il programma Roc-Lab versione 1.004 della Rocscience Inc. (Canada) dalla risoluzione delle formulazioni proposte si ottiene il quadro riepilogativo di figura 6.9.

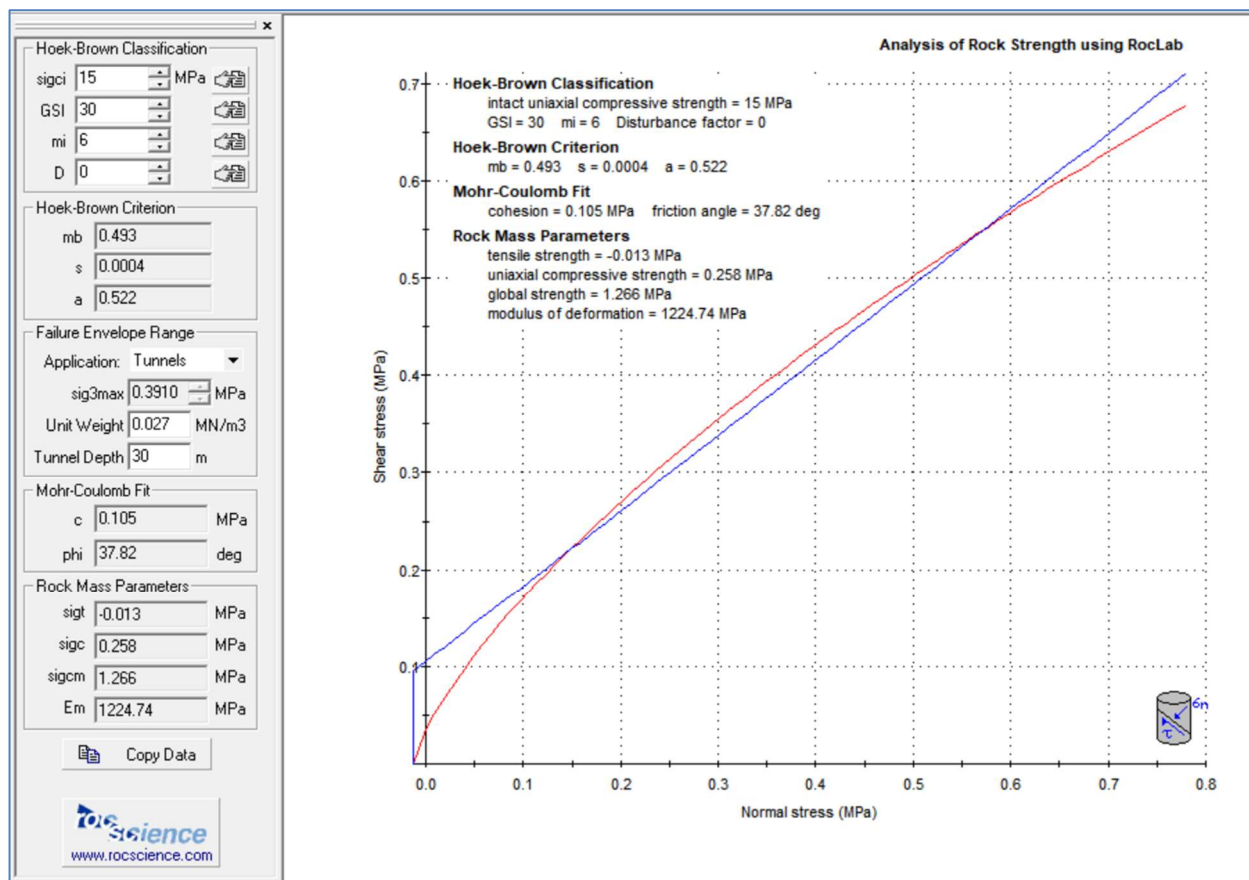


Figura 6.9 Parametri Mohr-Coulomb per l'ammasso AMT

Con lo stesso sistema per le zone di faglia e per la porzione superficiale pedogeneizzata (**AMTa**) i parametri di ingresso sono i seguenti:

- $GSI = 20$
- $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\sigma_{ci} = 4 \text{ MPa}$
- $m_i = 5$
- $D = 0$ ammasso non danneggiato dalle operazioni di scavo

Considerando un $GSI = 20$ ed una profondità dell'opera di 15 m da p.c. si ottiene il quadro riepilogativo di



figura 6.10, i parametri ottenuti si ritengono estendibili anche all'ammasso roccioso superficiale.

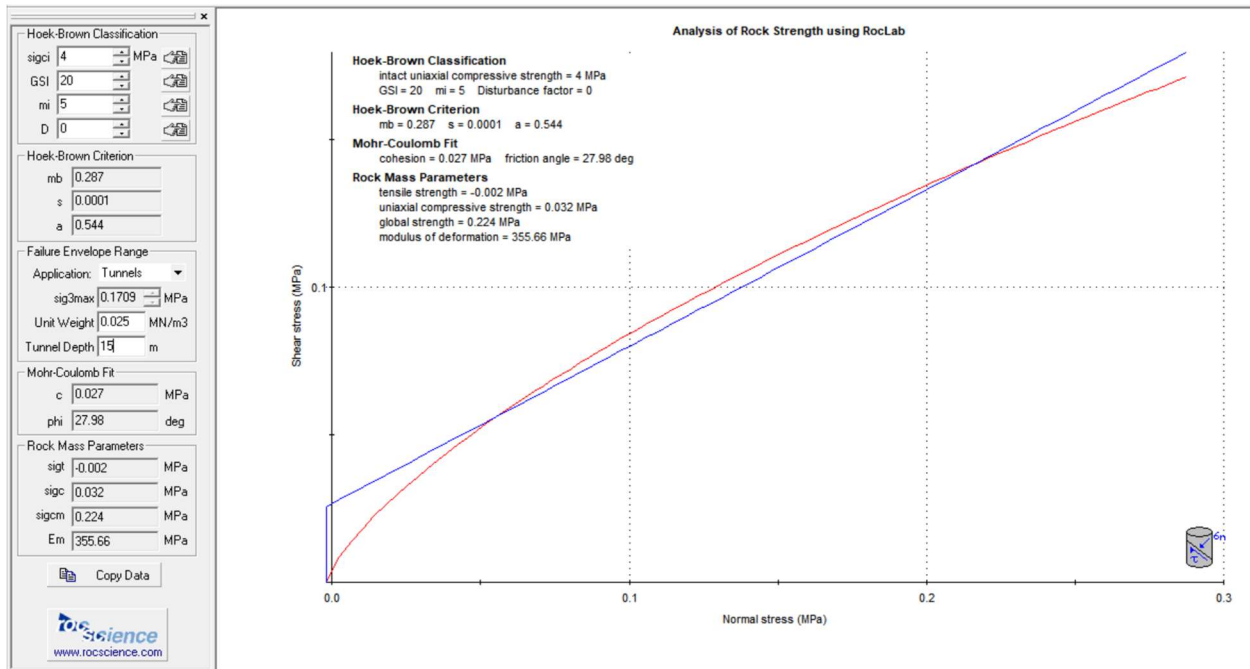


Figura 6.10 Parametri Mohr-Coulomb per l'ammasso AMTa

6.6 Quadro riassuntivo della caratterizzazione geotecnica e geomeccanica dei terreni

In tabella 6.3 si riporta il quadro riassuntivo relativo alla caratterizzazione geotecnica e geomeccanica delle diverse unità stratigrafiche individuate nella Relazione Geologica di progetto.

Per quanto riguarda la presenza delle diverse formazioni ed i relativi spessori in corrispondenza delle opere in progetto si rimanda alle sezioni geologiche-geotecniche allegate.

Sigla	Unità stratigrafica	γ (kN/m ³)	GSI	RMR	Classe Bieniawsky	mb (Hoek-Brown)	s (Hoek-Brown)	a (Hoek-Brown)	ν	c' (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)	K (m/s)
RIP	Riporto	18	-	-	-	-	-	-	0.3	0 - 5	28	20	1.0E-05
CD	Depositi eluviali-colluviali	19	-	-	-	-	-	-	0.3	5	29	25	1.0E-05
AA/AM	Alluvioni Torbella	19	-	-	-	-	-	-	0.3	0	31	28	1.0E-04
AMT	Argilliti di Montanesi	27	30	27	IV	0.493	4.00E-04	0.522	0.45	100	38	1200	1.5E-07
AMTa	Argilliti di Montanesi, materiale alterato e zona di faglia	25	20	16	V	0.287	1.00E-04	0.544	0.4	25	28	350	4.5E-07

Tabella 6.3 Caratterizzazione geotecnica e geomeccanica delle diverse unità stratigrafiche



Con riferimento infine al rilievo della profondità della falda, in alcuni dei fori di sondaggio sono stati installati dei piezometri a tubo aperto. Le caratteristiche dei piezometri installati ed il rilievo della falda alla data delle indagini (febbraio-marzo 2022) sono riassunte nella tabella seguente.

N.	Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Tratto cieco	Tratto fessurato	Falda (m dal p.c.)
1	S01	40	0-3	3-20	17.95
2	S02	20	0-3	3-25	6.50
3	S04	18	0-3	3-18	5.95
4	S05	20	0-3	3-20	2.42

Figura 6.11 Piezometri installati nei fori di sondaggio e letture del livello di falda alla data delle indagini (febbraio-marzo 2022).



7. SPONDE TORRENTE TORBELLA

Lungo il torrente Torbella nel tratto compreso fra lo sbocco della galleria fino alla confluenza nel Torrente Polcevera sono presenti muri di contenimento laterali e diversi ponti che attraversano l'alveo, prevalentemente ferroviari e in un caso stradale, ad una o due campate.

Nell'ambito della campagna d'indagine sono stati eseguiti alcuni pozzetti esplorativi per mettere in luce la fondazione delle opere le cui caratteristiche e/o ubicazione potrebbero interferire con i lavori di riprofilatura dell'alveo. In tabella seguente sono riepilogati i risultati dei saggi sui pozzetti ed in figura la relativa ubicazione con la numerazione dei ponti richiamata in questo documento.

Pozzetto	Quota (mslm)	Profondità (m)	Litologia	Campioni rimaneggiati	Campioni ambientali	Opera	Profondità fondazione (m)	Note
P1	16.6	1	Ghiaia con sabbia	1		Ciottoli 11.5%, ghiaie 72.5%, sabbie 10.5%, limi e argille 5.5%		
PE1	16.61	2	Ghiaia con sabbia e limo			Tombotto Sx	0.8	
PE2	17.35	2.7	Ghiaia con sabbia e limo			Spalla ponte FFSS (n. 4)	>2.7	
PE3	16.85	1.2	Ghiaia con sabbia e limo			Condominio DX	1	
PE4	17.43	2.8	Ghiaia con sabbia e limo			Muro via Torbella	>2.8	
PE5	17.2	1.1	Ghiaia con sabbia e limo			Ponte stradale pila (n. 5)	>1.1	Presenza di gabbioni
PE6	16.83	0.8	Ghiaia con sabbia e limo			Ponte stradale spalla (n. 5)	>0.8	
PE7	16.33	1.4	Ghiaia con sabbia e limo			Muro via Torbella	1.4	
PE8	16.28	2.8	Ghiaia con sabbia e limo		2	Muro campo sportivo dx	0.2	
PE9	15.72	2.5	Ghiaia con sabbia e limo			Pila ponte FFSS (n. 6)	2.5	
PE10	15.74	1.4	Ghiaia con sabbia e limo			Spalla ponte FFSS (n. 6)	0.9	Blocchi in fondazione
PE10bis	15.28	0.7	Ghiaia con sabbia e limo			Spalla ponte FFSS (n. 6)	0.5	Blocchi in fondazione
PE11	18.05	1.5	Ghiaia con sabbia e limo			Spalla ponte FFSS (n. 3)	1.1	Interferenza con tubo
PE12	18.62	2.1	Ghiaia con sabbia e limo			Pila ponte FFSS (n. 2)	>3	Interferenza con tubo
PE12bis	18.55	3	Ghiaia con sabbia e limo			Pila ponte FFSS (n. 2)	>3	Interferenza con tubo
PE13	18.82	0.5	Ghiaia con sabbia e limo			Spalla ponte FFSS (n. 2)	>0.5	Interferenza con tubo
PE13bis	18.85	2.5	Ghiaia con sabbia e limo			Spalla ponte FFSS (n. 2)	>2.5	

Tabella 7.1 Riepilogo pozzetti esplorativi

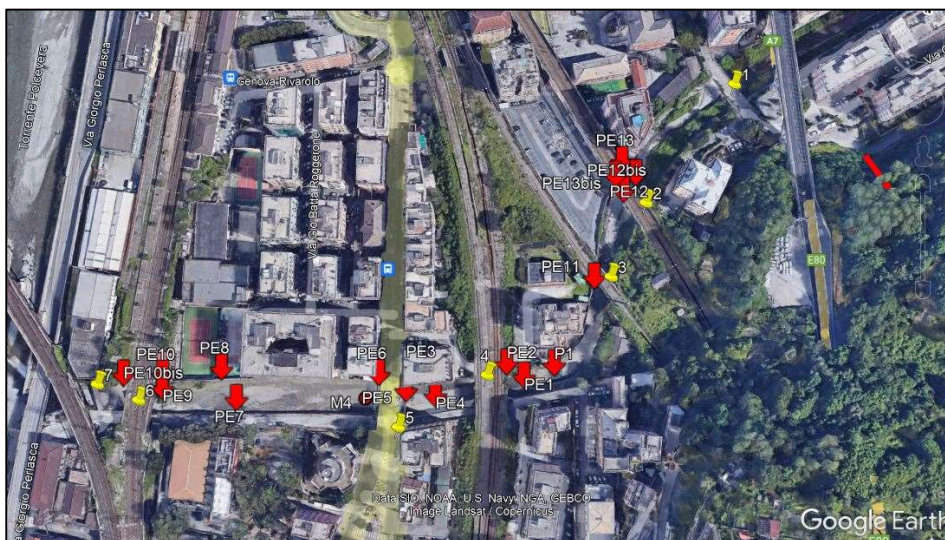


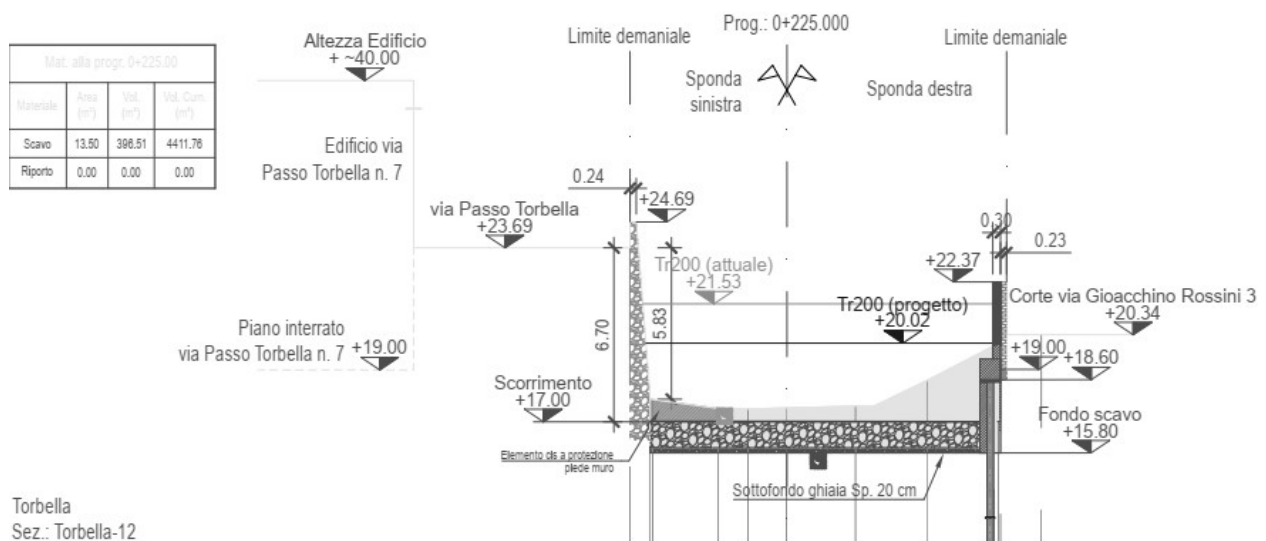
Figura 7.1 Ubicazione pozzetti e numerazione dei ponti elencati in questo documento



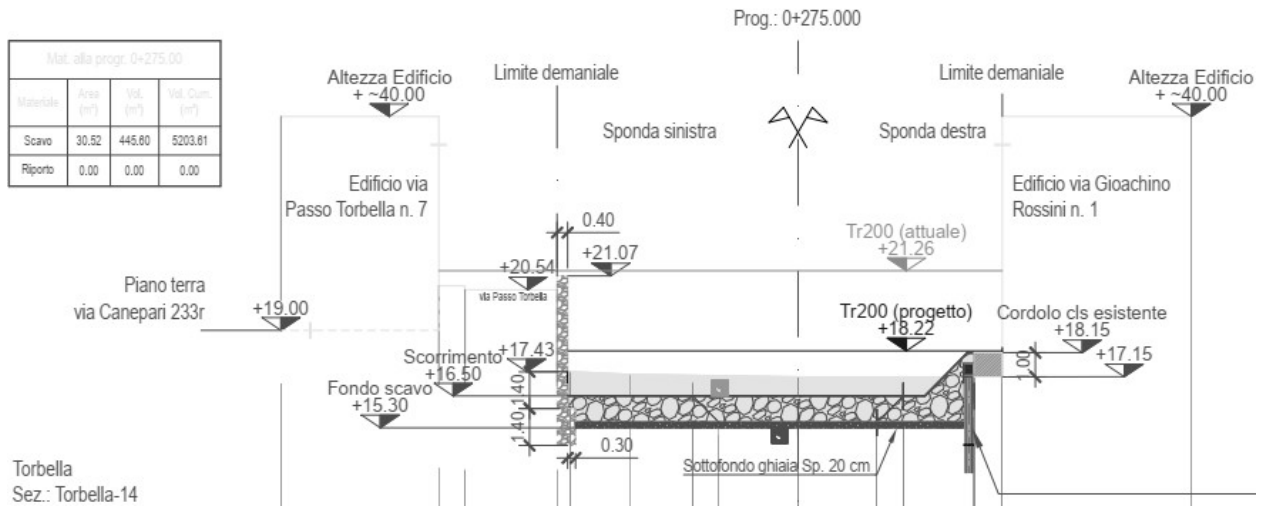
Tutti i pozzetti, che si sono spinti sino a profondità variabili fra un minimo di 0.5 m ed un massimo di 3.0 m da p.c., riscontrano un deposito alluvionale grossolano ghiaioso ciottoloso sabbioso in scarsa matrice fine composto da diversi tipi litologici, con una prevalenza di termini argillitici e manosi e subordinati calcari. In nessun caso è stata intercettata la falda idrica che evidentemente, all'atto delle prove (marzo 2022), si attesta a profondità superiori. Rimandando alle schede dei pozzetti esplorativi in allegato al progetto per maggiori dettagli, i saggi hanno evidenziato come le fondazioni delle opere d'arte (sia ponti che muri) siano di tipo diretto in appoggio sui depositi alluvionali con interposizione, in alcuni casi (ponte ferroviario identificato con il numero 6) di grossi blocchi lapidei.

Nel tratto compreso fra l'immissione della galleria di derivazione e il torrente Polcevera la sezione idraulica del torrente Torbella, dovendo ricevere un incremento di portata, dovrà essere riprofilata conferendo una sezione trapezia. In tale contesto per evitare possibili ripercussioni sulle opere esistenti nei tratti dove lo scavo è maggiore di 0.5 m la riprofilatura viene limitata alla porzione centrale dell'alveo, lasciando immutato il profilo esistente in prossimità delle sponde per una larghezza di almeno 3-4 m. Per evitare possibili fenomeni erosivi è stato previsto un diffuso rivestimento dell'alveo con massi. Opportune opere di protezione saranno previste per le fondazioni dei ponti che ricadono nelle aree oggetto degli interventi di riprofilatura e per alcune delle opere di sponda, caratterizzate da fondazioni ad una quota non sufficientemente profonda rispetto al presente intervento di abbassamento. Per le verifiche di tali interventi si rimanda alla relazione II151F-PD-STR-R070_0.

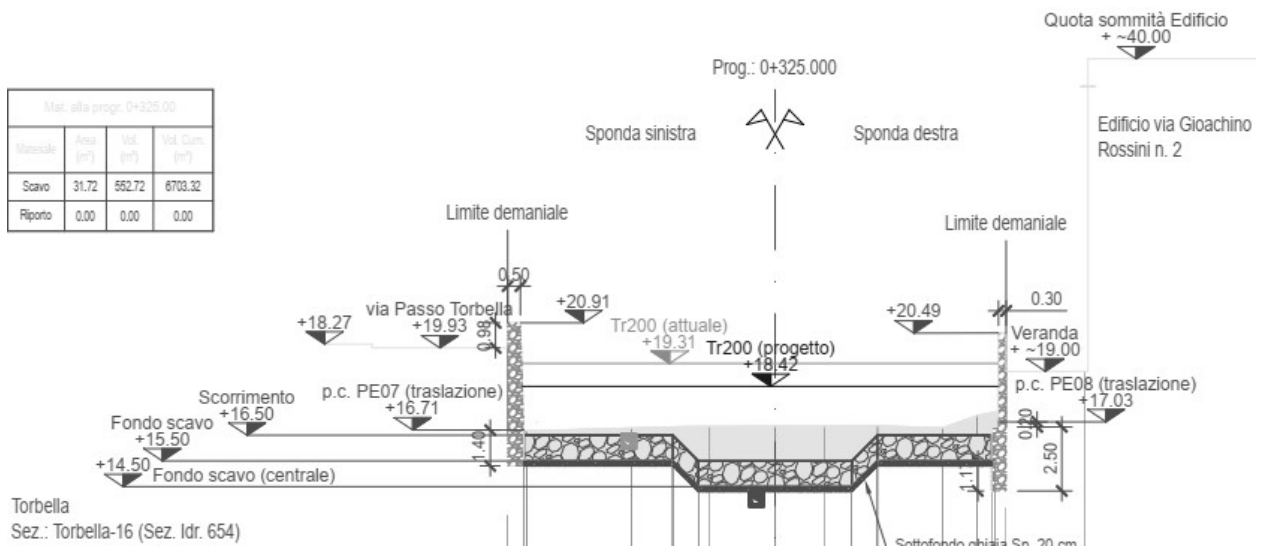
Di seguito si riportano le analisi di stabilità condotte sulle sezioni più significative dell'alveo del torrente Torbella. Per la sezione n.12 e n.14 si considera un'asportazione di terreno dell'ordine di 0.5 m per tutta la larghezza dell'alveo, mentre per le sezioni n.16 e n.19 il materiale asportato raggiunge la profondità di circa 1.2 m nella zona centrale dell'alveo ad una distanza dalle sponde superiore a 4 m. Per tutte le sezioni è prevista la realizzazione sul fondo di un rivestimento in massi non legati di seconda categoria dello spessore di 1 m (figura 7.1).



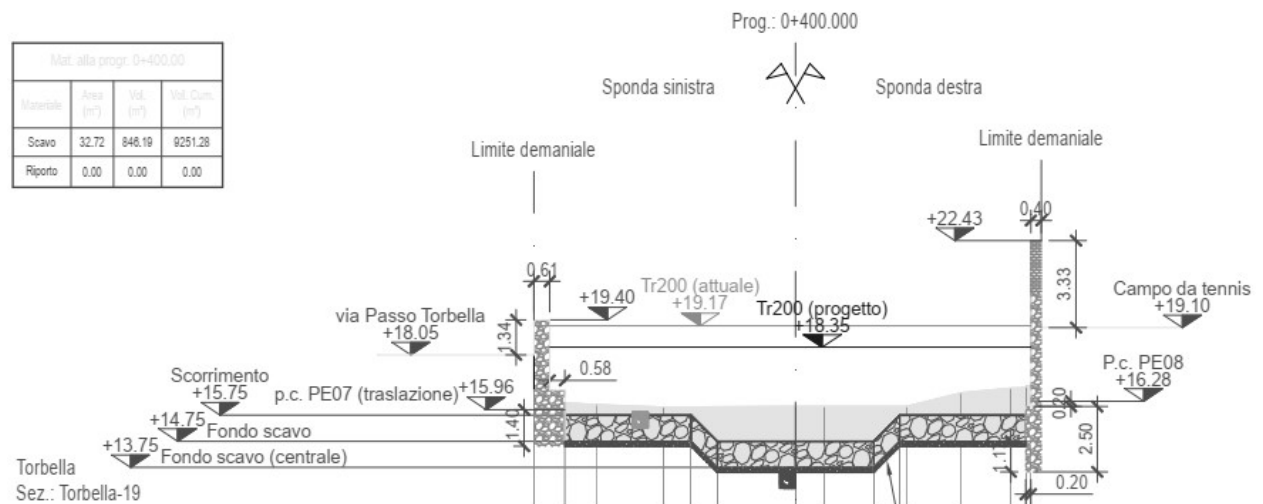
SEZIONE N.12 – situazione più gravosa sponda sinistra.



SEZIONE N.14– situazione più gravosa sponda sinistra.



SEZIONE N.16– situazione più gravosa sponda sinistra.





SEZIONE N.19– situazione più gravosa sponda destra.

Figura 7.2 Sezioni n.12, n.14, n.16 e n.19 lungo il corso del torrente Torbella.

L'analisi è stata condotta con il software "GEO5 - Slope Stability" di FINE spol. s r.o., tra i diversi metodi di verifica a disposizione è stato scelto il metodo di Spencer (1967 - A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces – Géotechnique), che permette di analizzare le condizioni di equilibrio limite per superfici di scorrimento cilindriche, rispettando l'equilibrio dei momenti e delle forze orizzontali e verticali. L'ammasso di terreno compreso fra la superficie topografica e la superficie di scivolamento viene diviso in conci per ciascuno dei quali viene ricercato l'equilibrio alla rotazione intorno al centro della superficie di scivolamento. Tramite un processo iterativo, si arriva alla definizione di un coefficiente di sicurezza che rappresenta la condizione di equilibrio per la superficie ipotizzata. Fra le diverse superfici di scorrimento possibili, viene indicata come superficie critica quella che presenta il valore minimo del fattore di sicurezza FS. La ricerca della superficie critica di scorrimento è stata eseguita adottando il criterio dell'ottimizzazione che prevede inizialmente il controllo di un numero elevato di superfici di scorrimento plausibili fino ad ottimizzare la griglia di ricerca finale.

Per quanto riguarda i parametri meccanici delle alluvioni (AA/AM) si rimanda alla tabella 6.3 della Relazione Geotecnica di progetto, mentre il rivestimento in massi è stato caratterizzato con un peso di volume $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, una coesione $c = 0 \text{ kPa}$ ed un angolo di resistenza al taglio $\varphi = 45^\circ$. Non si è considerata la falda in quanto non presente nel volume di terreno interessato dalle superfici di scorrimento, si è assunto per le fondazioni dei muri una larghezza alla base non inferiore al metro. Per quanto riguarda gli edifici, si stima un carico unitario sul piano di fondazione pari a 200 kg/m^2 (acc.) + 300 kg/m^2 (perm.) = 500 kg/m^2 per piano distribuito su n.8 piani (compreso tetto e piano terra), corrispondente ad una pressione sul piano di fondazione di 4000 kg/m^2 (40 kPa).

Il coefficiente parziale di sicurezza minimo di norma è pari a $\gamma_R = 1.1$, che equivale ad un fattore di utilizzazione $1/\gamma_R \cdot 100 = 90.9 \%$. Di seguito i risultati delle analisi sono espressi in termini di fattore di utilizzazione, quindi valori inferiori a 90.9% corrispondono a fattori di sicurezza parziali superiori a $\gamma_R = 1.1$.

Per l'esecuzione delle verifiche in **condizioni sismiche (SLV)**, sono stati assunti i valori caratteristici di resistenza al taglio del terreno, mentre le azioni sono state moltiplicate per coefficienti di amplificazione unitari. I coefficienti sismici considerati nelle verifiche risultano pari a:

- $k_h = \beta_s \cdot S_T \cdot S_s \cdot a_g / g = 0.38 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 0.088 = 0.040$
- $k_v = \pm 0.5 k_h \cong \pm 0.02$



Coefficienti Sismici Opere di sostegno NTC 2018

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,200	1,500	1,000	0,000	--	0,376	--
SLD	1,200	1,460	1,000	0,022	0,011	0,455	0,470
SLV	1,200	1,400	1,000	0,040	0,020	1,033	0,380
SLC	1,200	1,400	1,000	0,000	--	1,321	--

Per le verifiche sismiche, la norma prevede l'impiego di un coefficiente di sicurezza parziale minimo pari a $\gamma_R = 1.2$, equivalente ad un fattore di utilizzazione $1/\gamma_R \cdot 100 = 83.3\%$. Con riferimento al segno della componente sismica verticale, sono riportati i risultati che forniscono il minimo fattore di sicurezza.

Si evidenzia che le operazioni di scavo e successiva posa del rivestimento in massi non legati di seconda categoria dovranno essere eseguite per sottocantieri dello sviluppo in avanzamento non superiore a 3 m.

7.1 Sezione n.12 – sponda sinistra

Si evidenzia che la tipologia di muro considerata nell'analisi è stata valutata sulla base delle indagini eseguite (carotaggio); inoltre vista la dimensione del muro in elevazione è stata stimata, con riferimento alla previgente normativa DM 11.03.1988, una larghezza di fondazione dell'ordine di 3.5 m, necessaria alla verifica di capacità portante del muro.

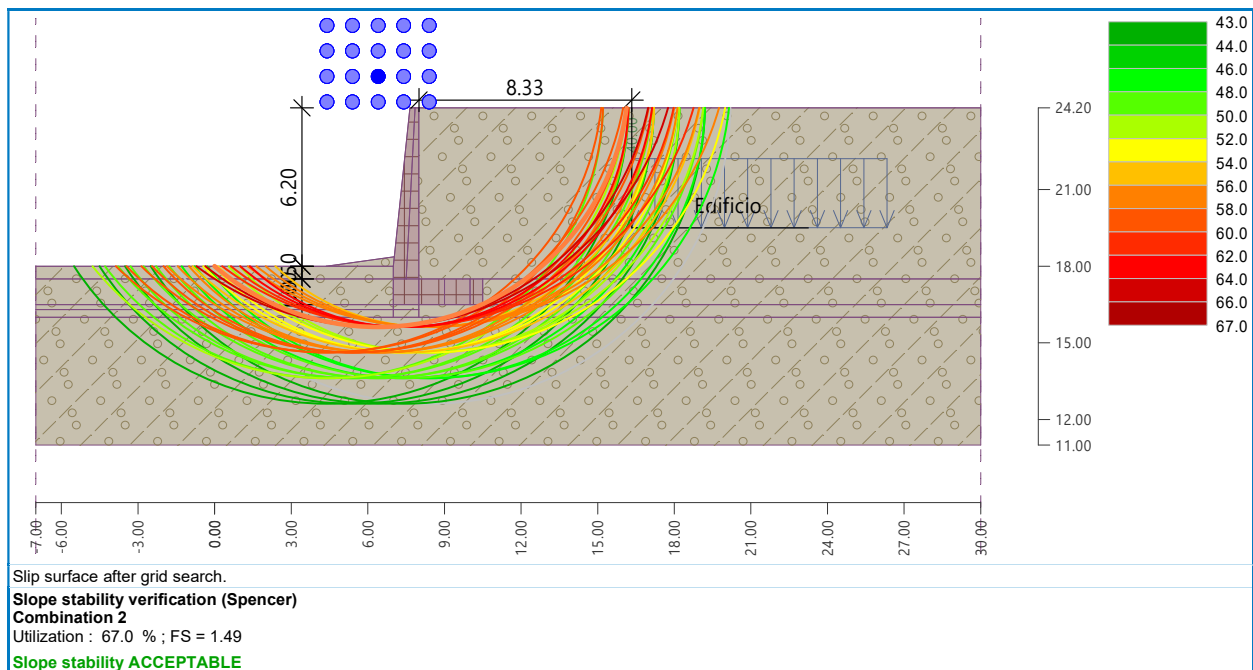


Figura 7.3 Sezione n.12 – situazione attuale statica.

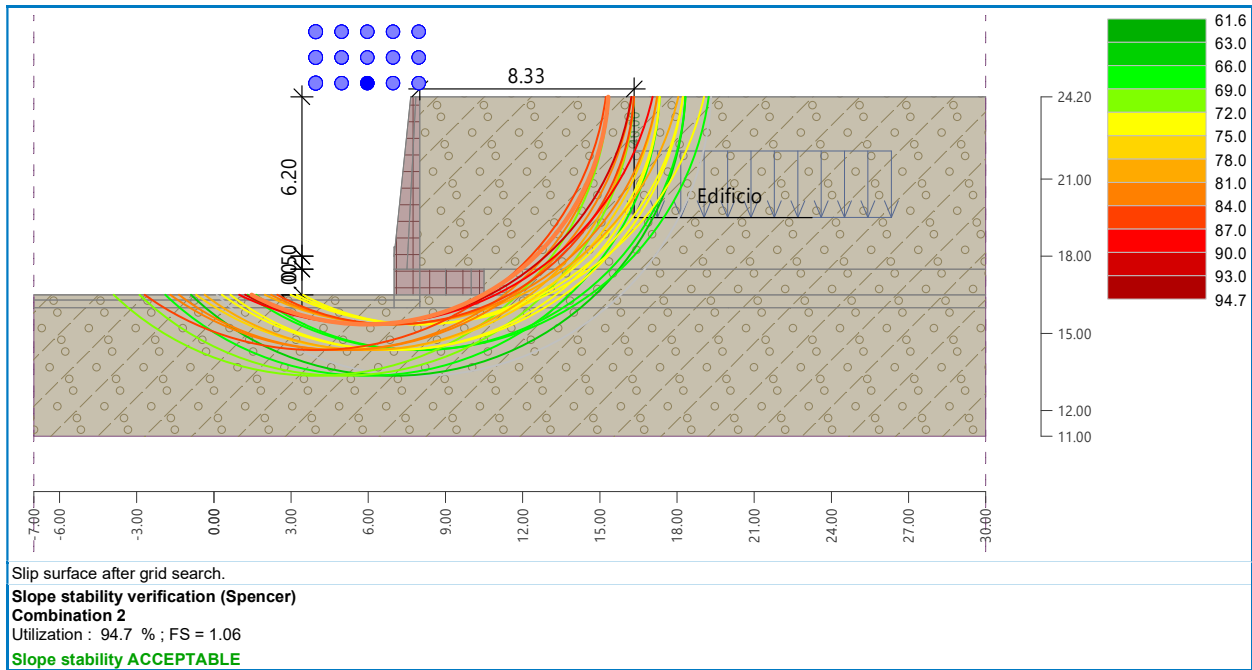


Figura 7.4 Sezione n.12 – situazione transitoria statica.

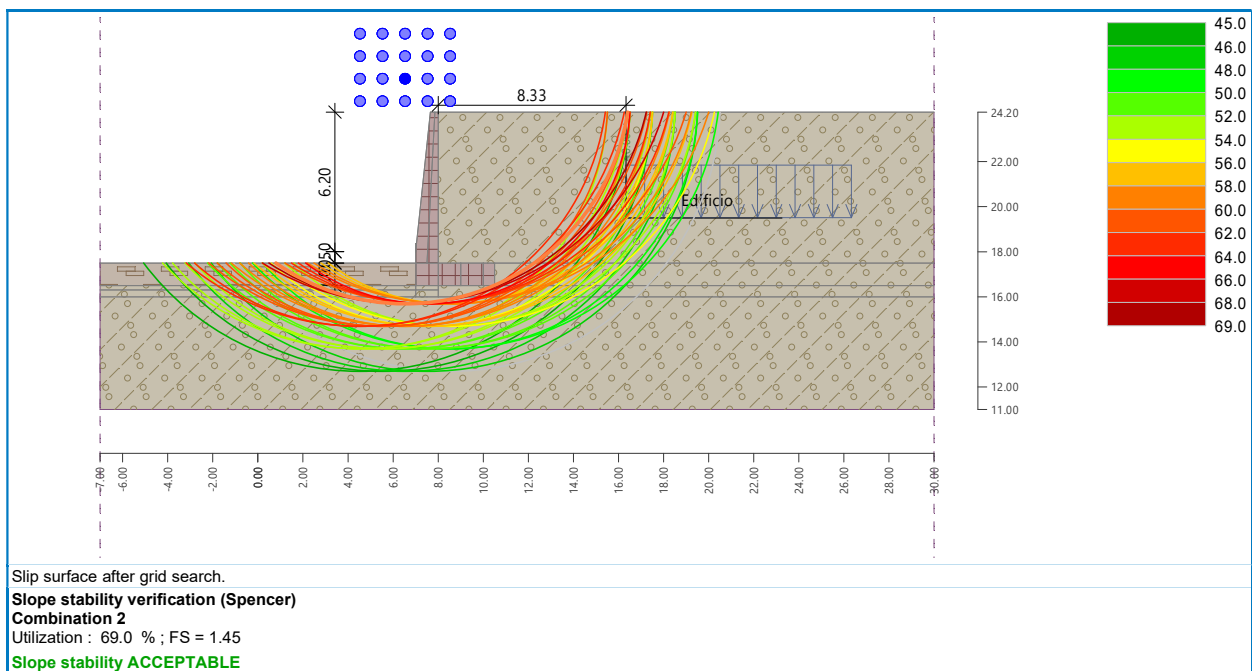


Figura 7.5 Sezione n.12 – situazione definitiva statica.

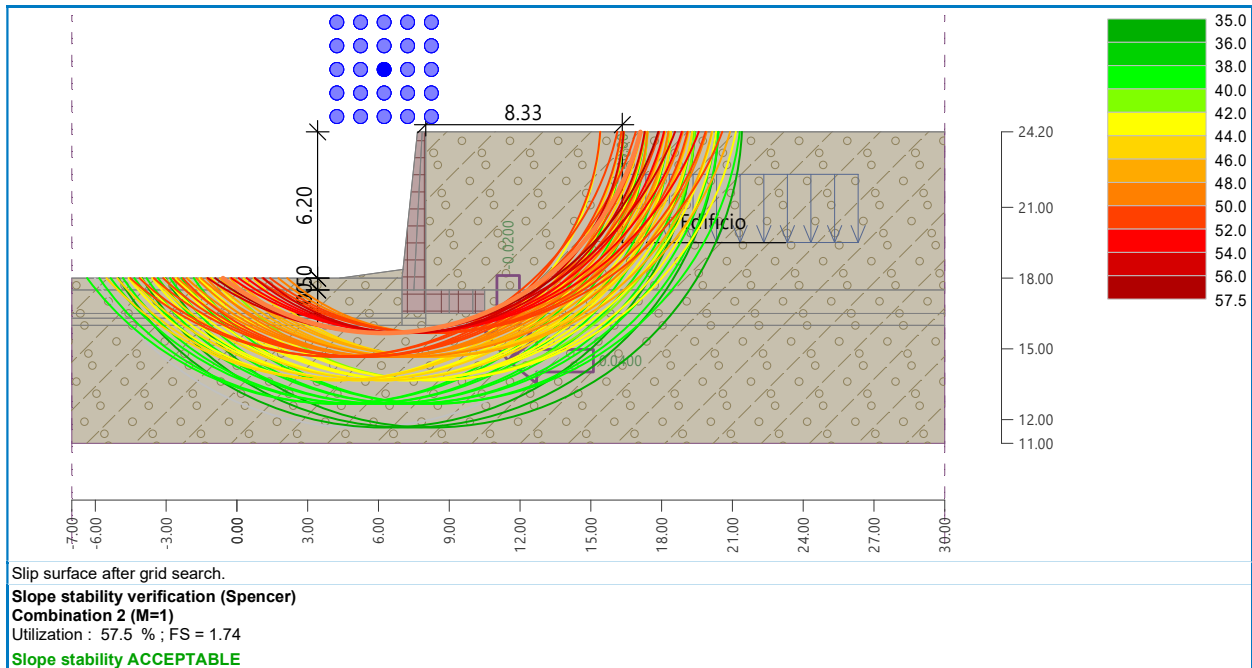


Figura 7.6 Sezione n.12 – situazione attuale sismica.

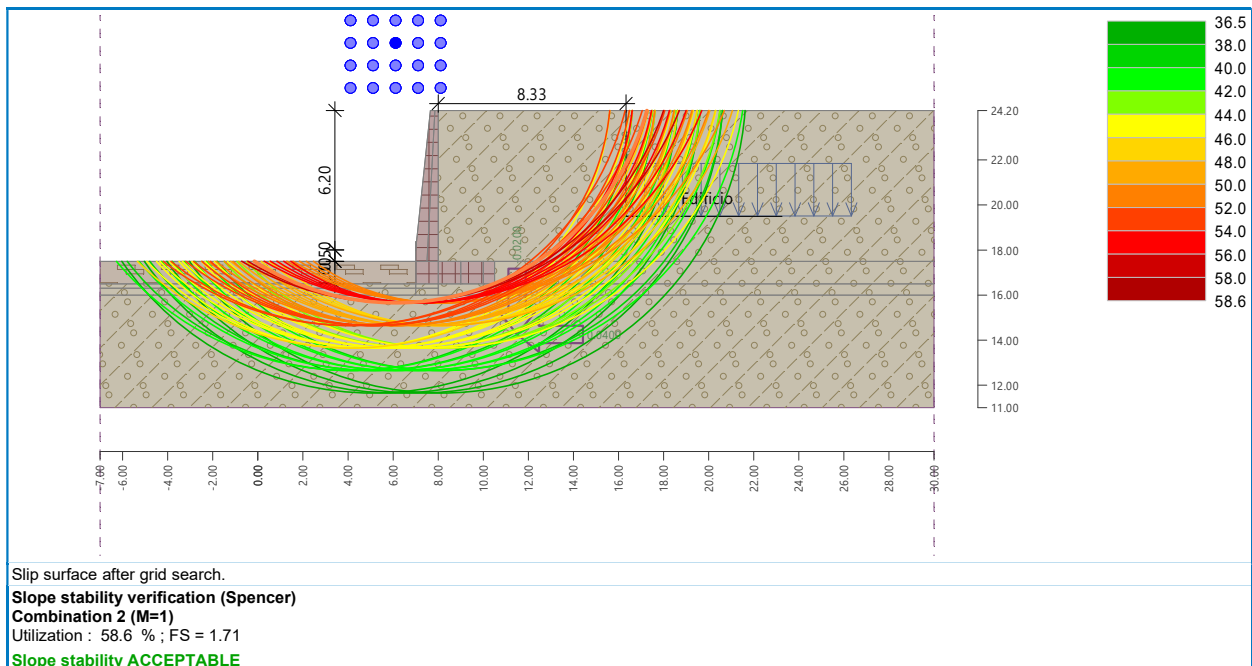


Figura 7.7 Sezione n.12 – situazione definitiva sismica.

Relativamente alla sezione n.12 l'analisi evidenzia per la situazione definitiva di progetto un fattore di sicurezza superiore al minimo di normativa, sia in condizioni statiche che sismiche. In fase transitoria il fattore di sicurezza risulta FS=1.06, superiore a 1 ma inferiore al valore di normativa 1.1. In tale ambito si



ritiene che $FS=1.06$, sebbene di poco inferiore al valore di normativa, possa ritenersi accettabile in fase transitoria, dal momento che si prevede di procedere con lo scavo e la successiva posa del rivestimento in massi per sottocantieri.

7.2 Sezione n.14 – sponda sinistra

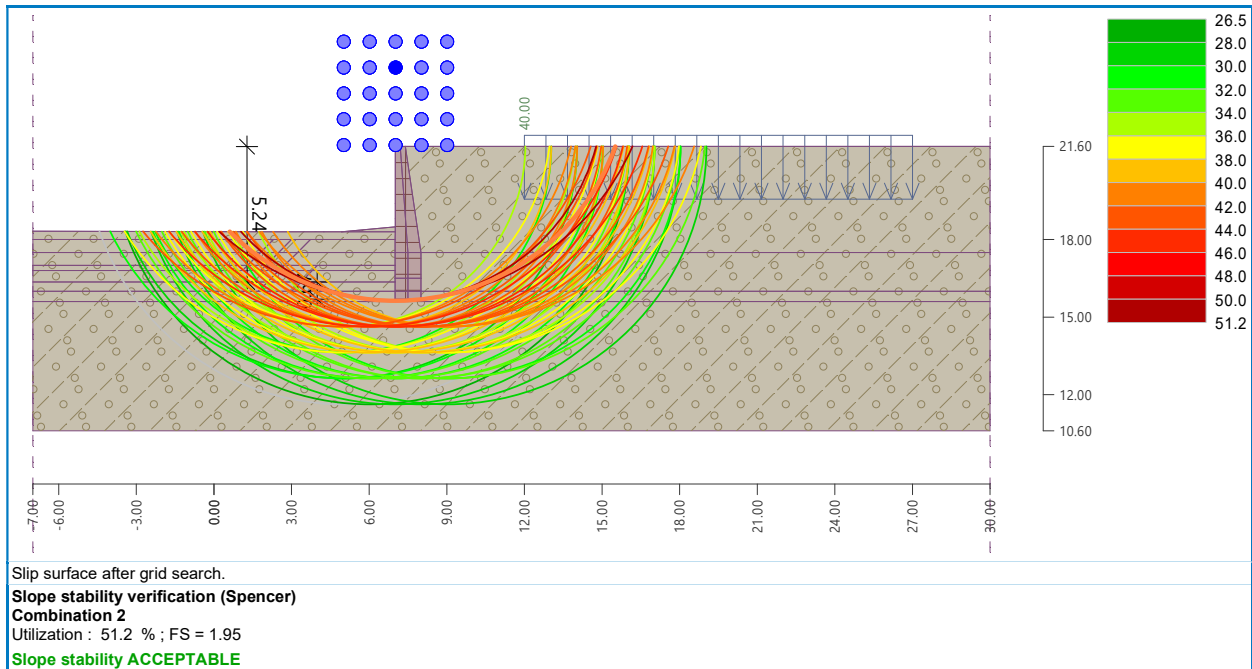


Figura 7.8 Sezione n.14 – situazione attuale statica.

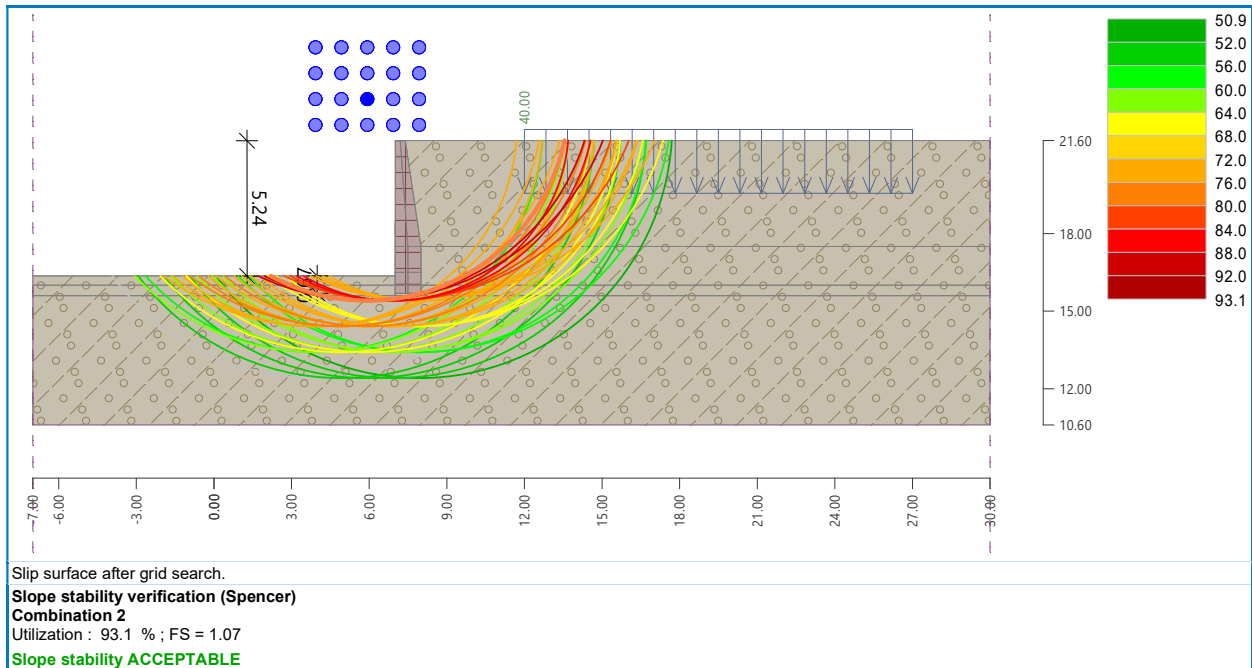


Figura 7.9 Sezione n.14 – situazione transitoria statica.

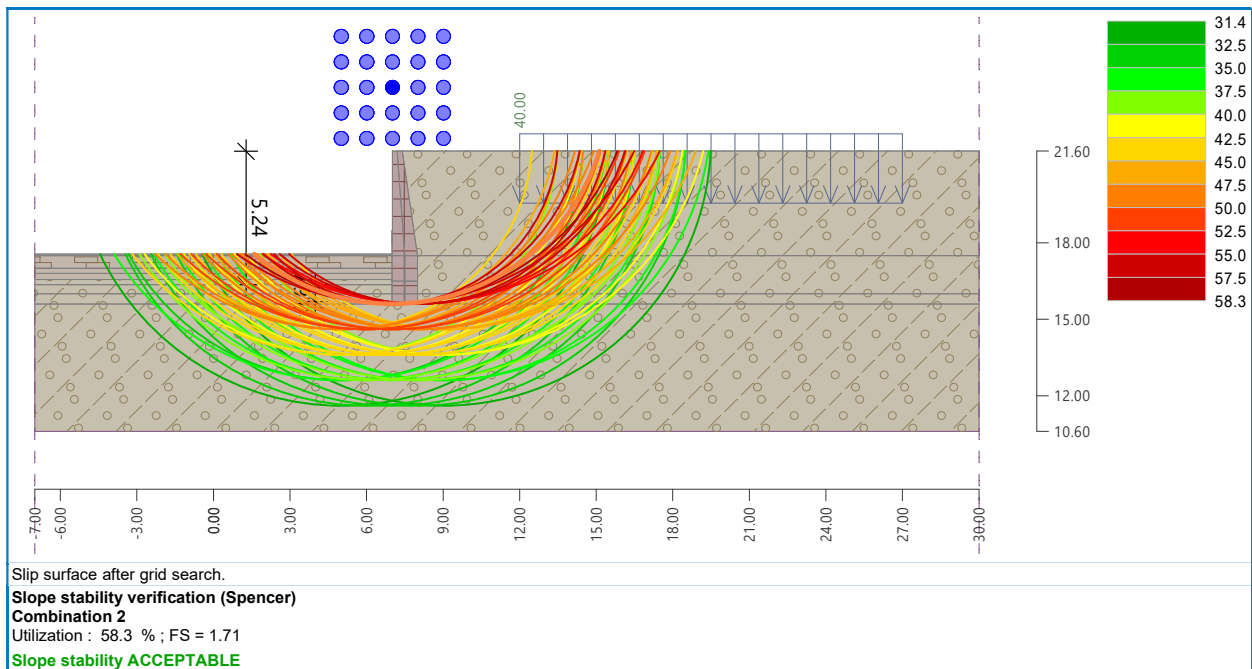


Figura 7.10 Sezione n.14 – situazione definitiva statica.

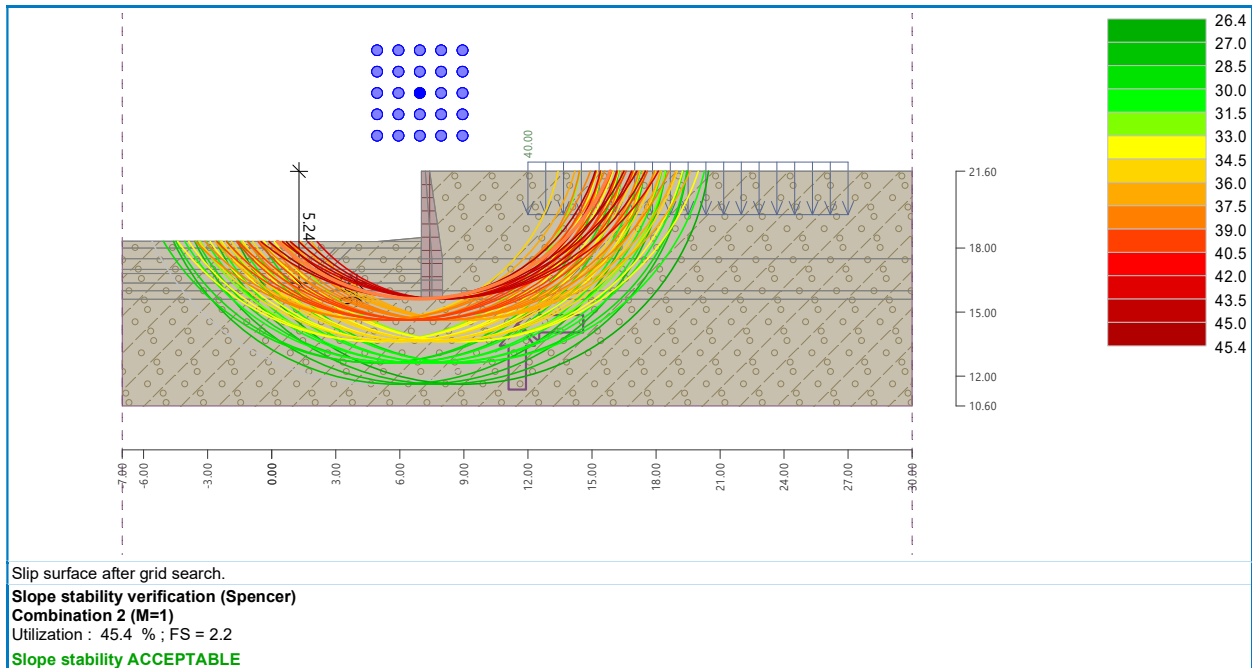


Figura 7.11 Sezione n.14 – situazione attuale sismica.

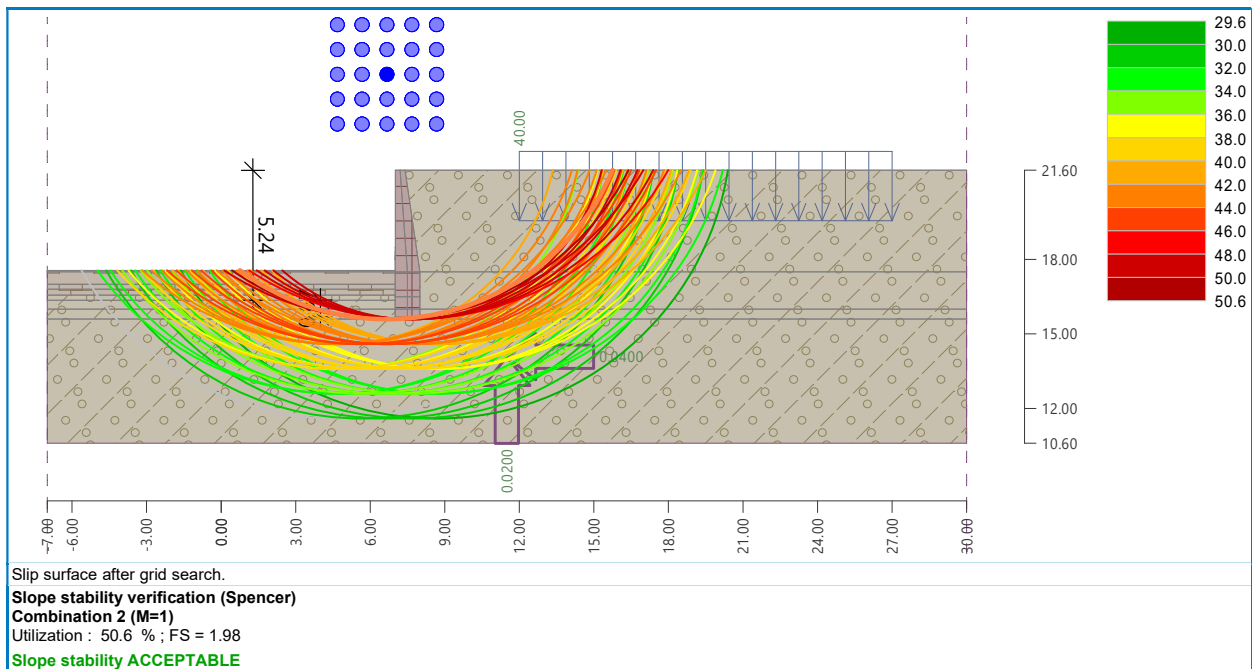


Figura 7.12 Sezione n.14 – situazione definitiva sismica.

Relativamente alla sezione n.14 l'analisi evidenzia per la situazione definitiva di progetto un fattore di sicurezza superiore al minimo di normativa, sia in condizioni statiche che sismiche. In fase transitoria il fattore di sicurezza risulta FS=1.07, superiore a 1 ma inferiore al valore di normativa 1.1. In tale ambito si



ritiene che $FS=1.07$, sebbene di poco inferiore al valore di normativa, possa ritenersi accettabile in fase transitoria, dal momento che si prevede di procedere con lo scavo e la successiva posa del rivestimento in massi per sottocantieri.

7.3 Sezione n.19 – sponda destra

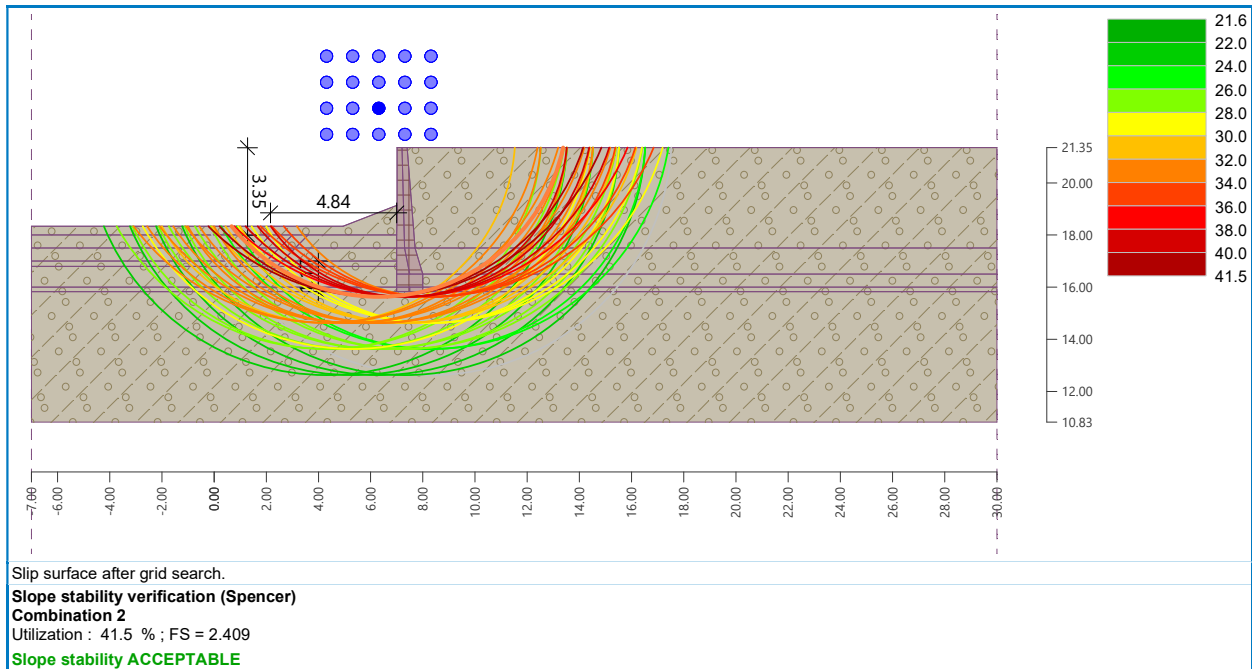


Figura 7.13 Sezione n.19 – situazione attuale statica.

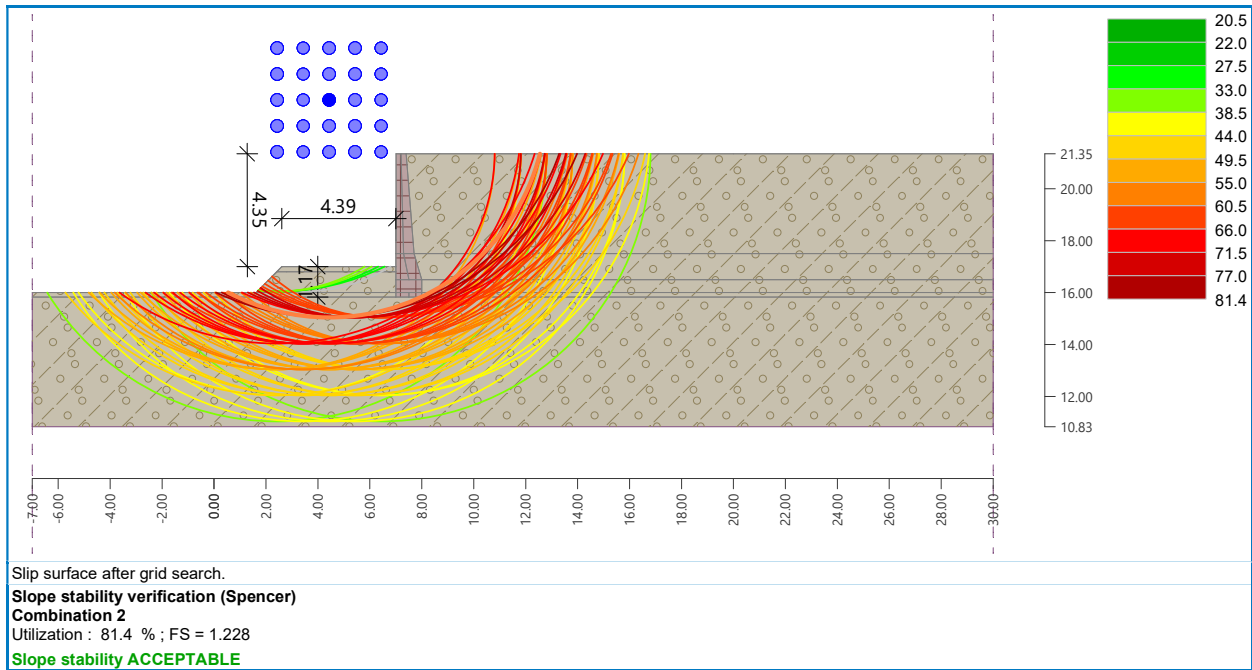


Figura 7.14 Sezione n.19 – situazione transitoria statica.

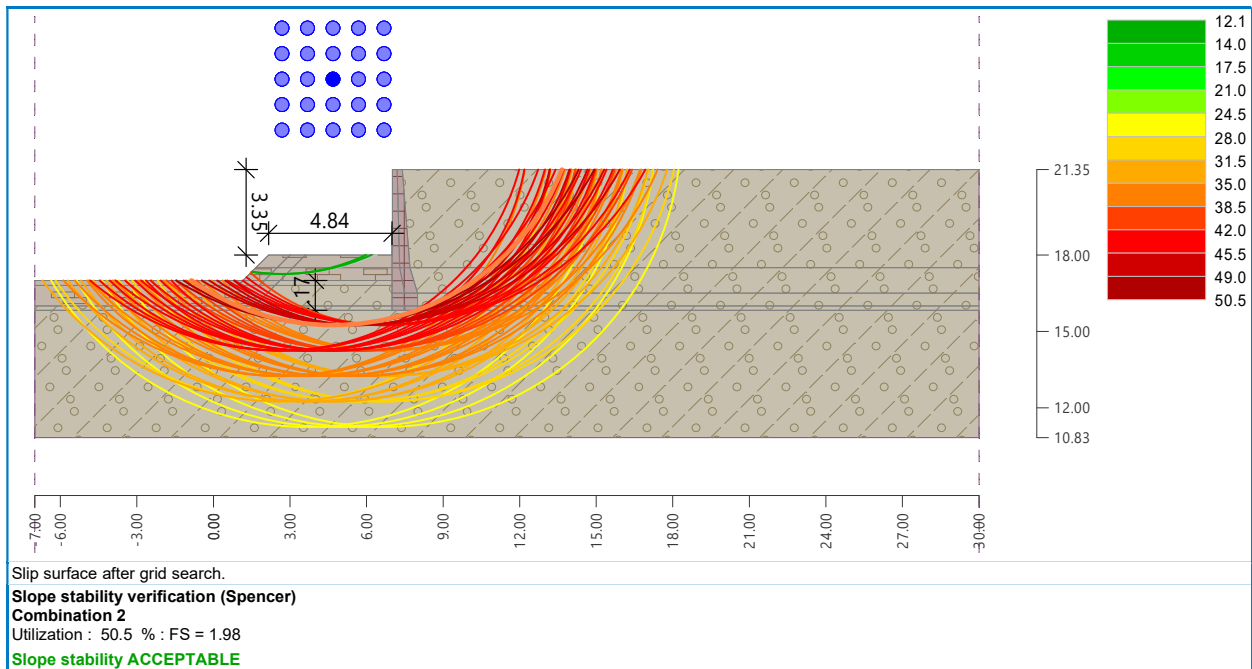


Figura 7.15 Sezione n.19 – situazione definitiva statica.

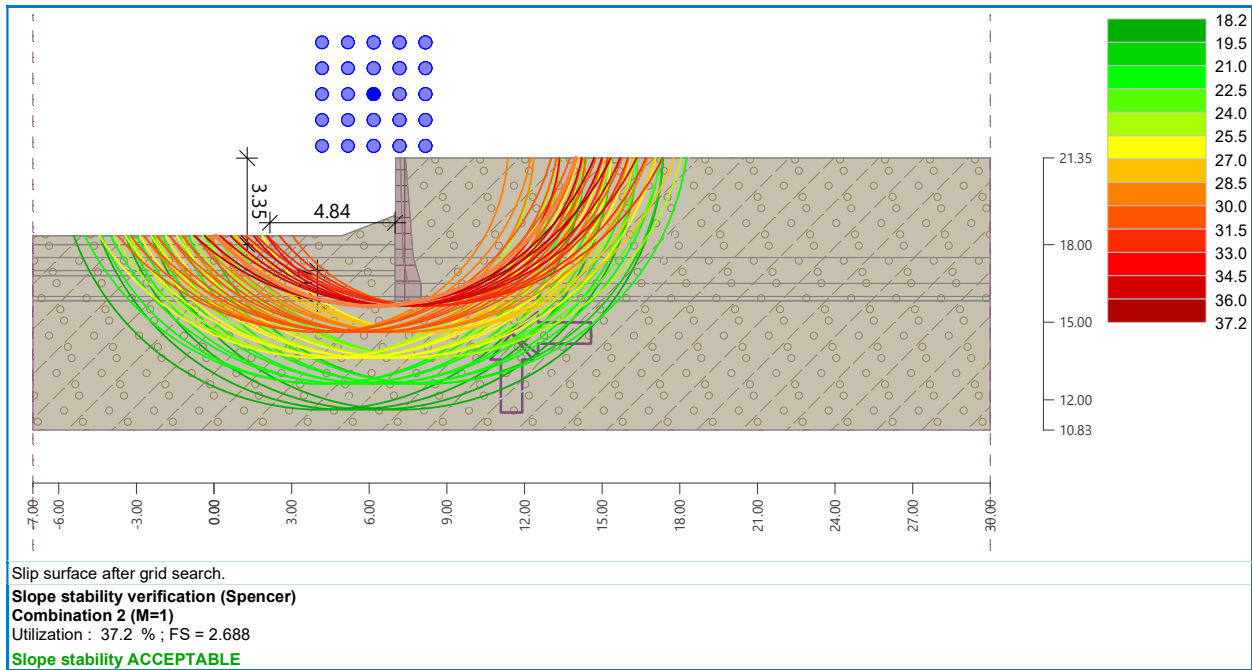


Figura 7.16 Sezione n.19 – situazione attuale sismica.

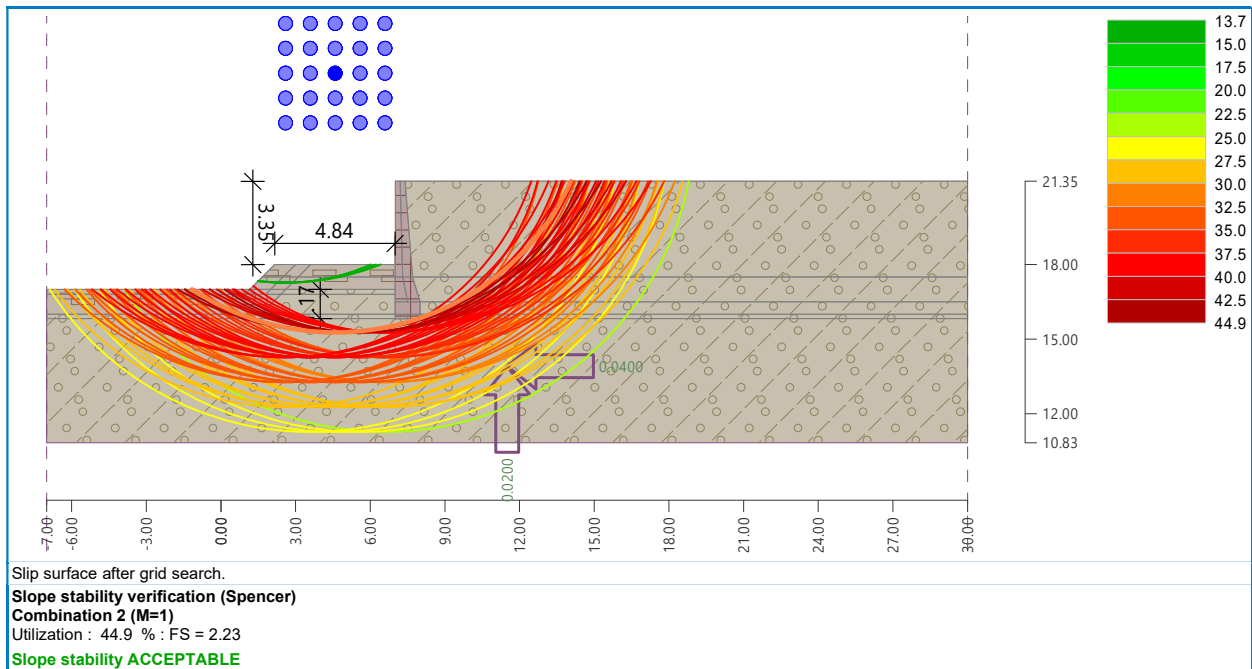


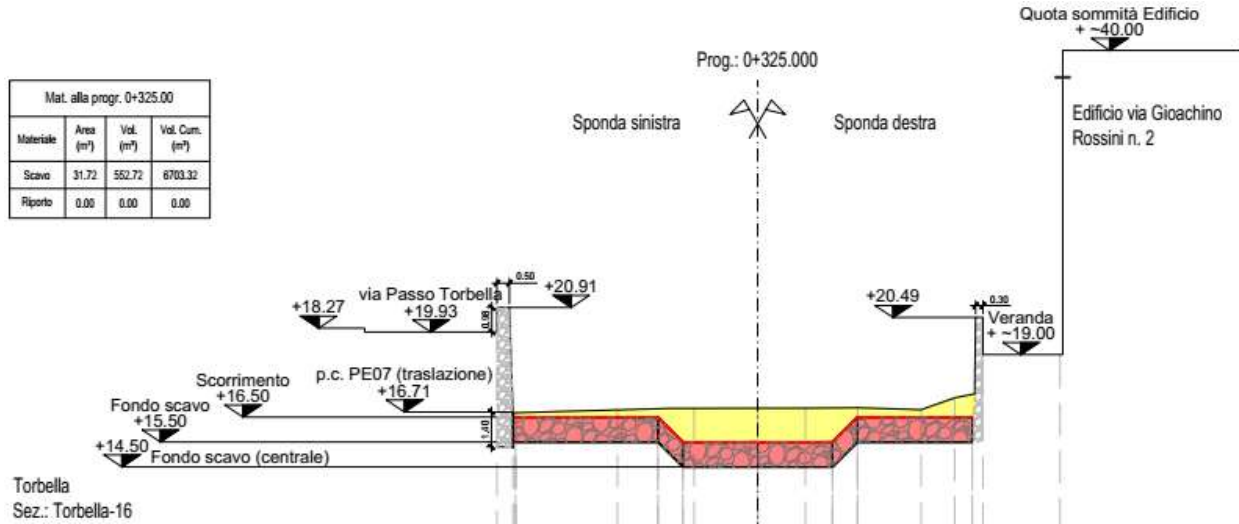
Figura 7.17 Sezione n.19 – situazione definitiva sismica.

Relativamente alla sezione n.19 l'analisi evidenzia sia per la fase transitoria che per la situazione definitiva di progetto (condizioni statiche e sismiche) un fattore di sicurezza superiore al minimo di normativa.

Un ulteriore approfondimento d'analisi è stato condotto sulla stabilità in fase transitoria del muro di sponda



sinistra, lungo via Passo Torbella, tra le sezioni 16 e 20.



SEZIONE N.16 – analisi sponda sinistra.

Figura 7.18 Sezione n.16.

In tale ambito, visto la limitata conoscenza sia della profondità della fondazione del muro sia del suo stato di consistenza lungo l'intero sviluppo, si è considerata la realizzazione, lungo la base del muro a partire dalla quota di scavo, di una serie di micropali di consolidamento in cls C25/30 non armati (Ø250 mm, passo 30 cm) della lunghezza di 1.50 m. Nell'analisi ai micropali è stata attribuita una resistenza SLU-GEO $V_u=10.3$ kN/m, considerando per il cls C25/30 il valore $f_{crk}=2.19$ MPa. Di seguito si riportano i risultati dell'analisi di stabilità della sezione più gravosa, la n.16.

7.4 Sezione n.16 – sponda sinistra

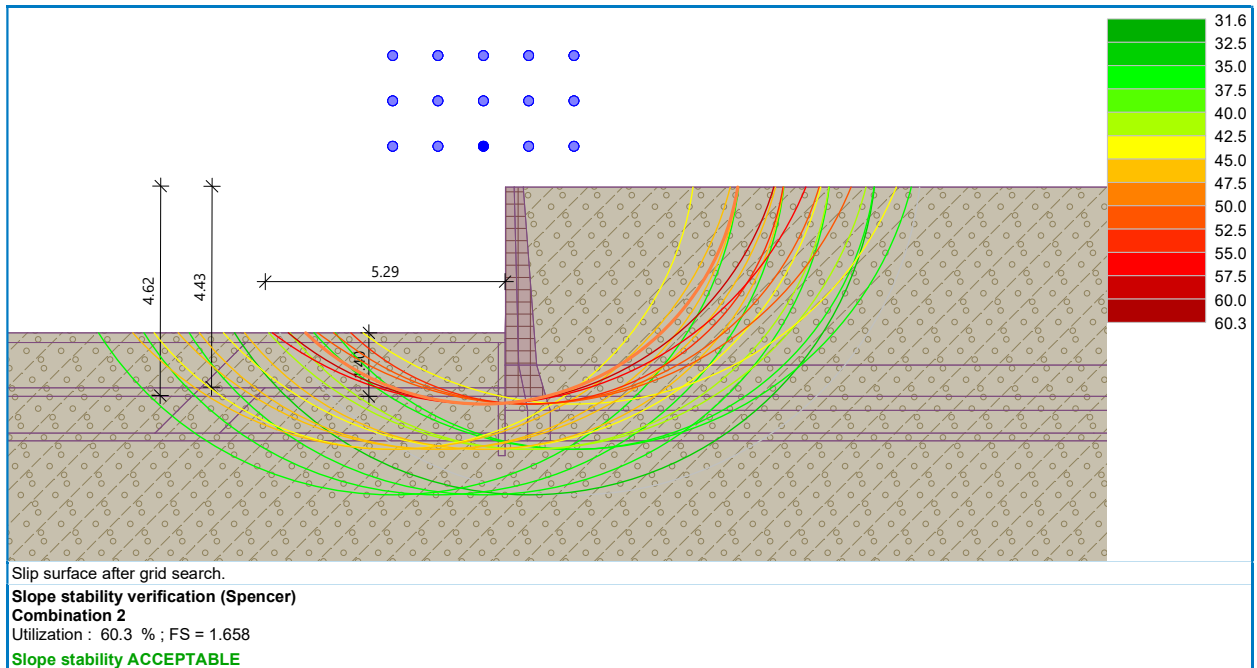


Figura 7.19 Sezione n.16 – situazione attuale statica.

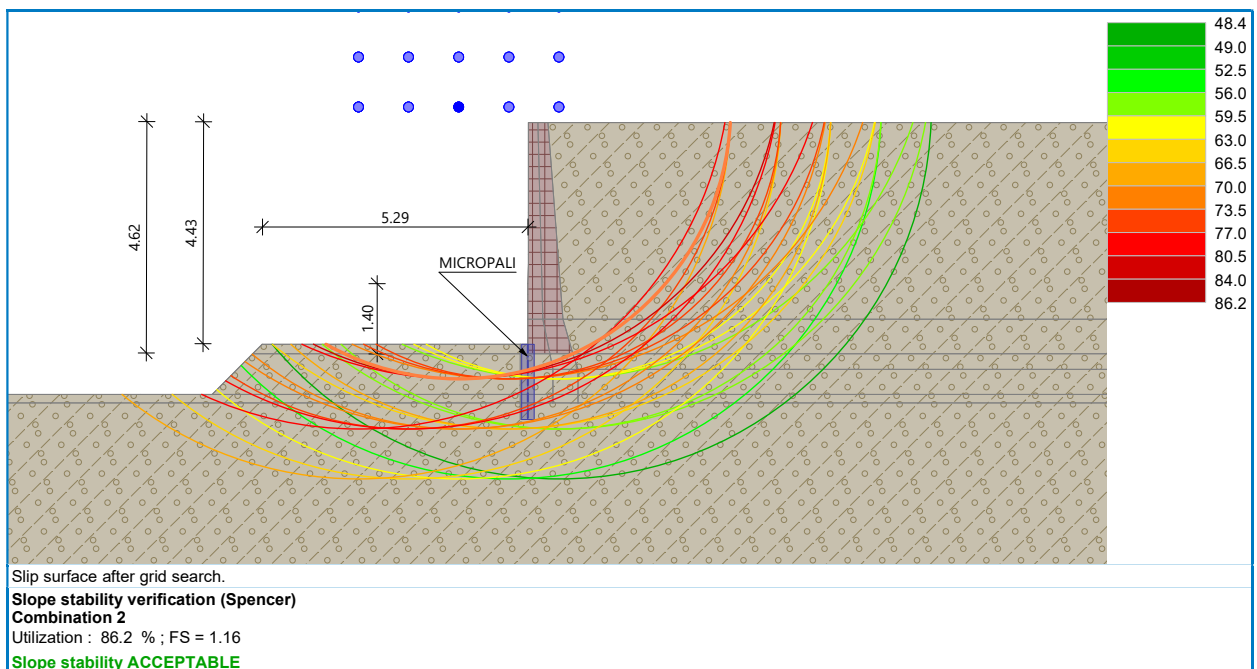


Figura 7.20 Sezione n.16 – situazione transitoria statica.

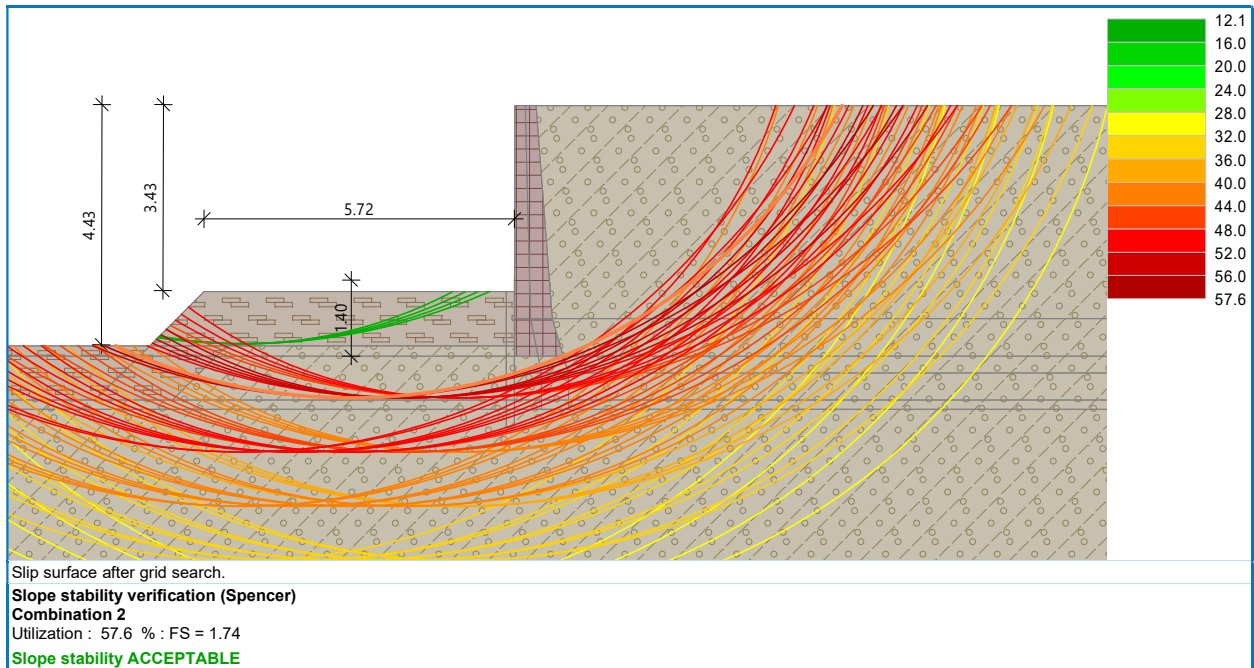


Figura 7.21 Sezione n.16 – situazione definitiva statica (NB.l'analisi non considera la presenza dei micropali).

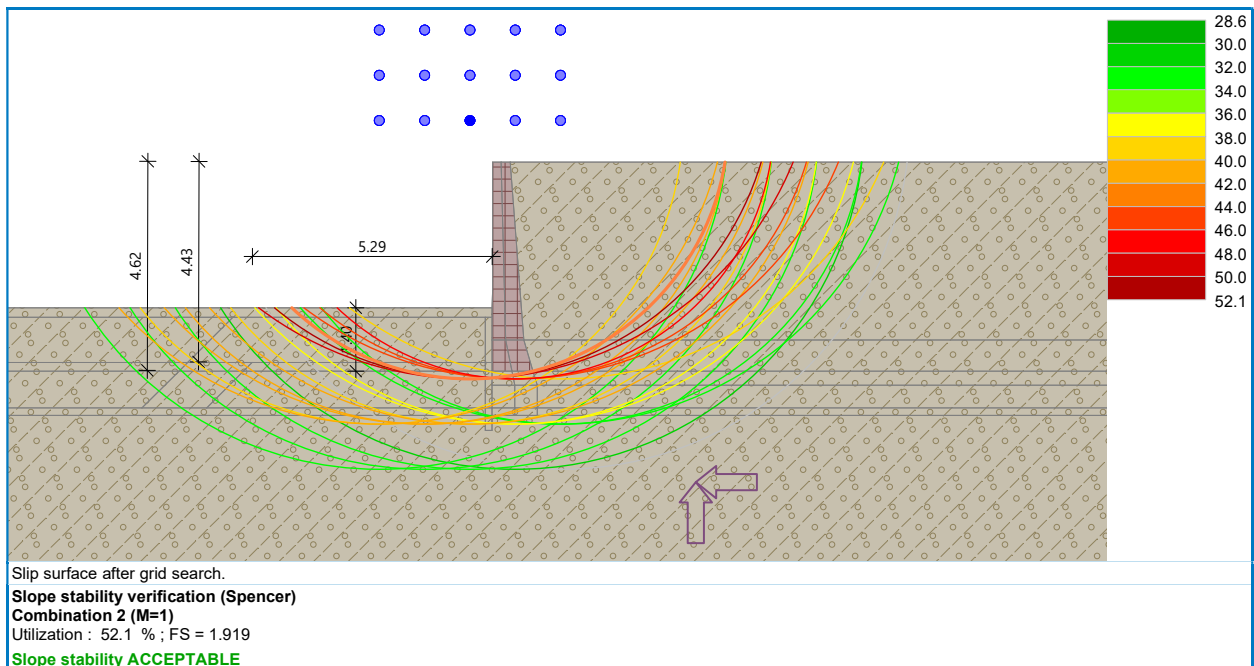


Figura 7.22 Sezione n.16 – situazione attuale sismica.

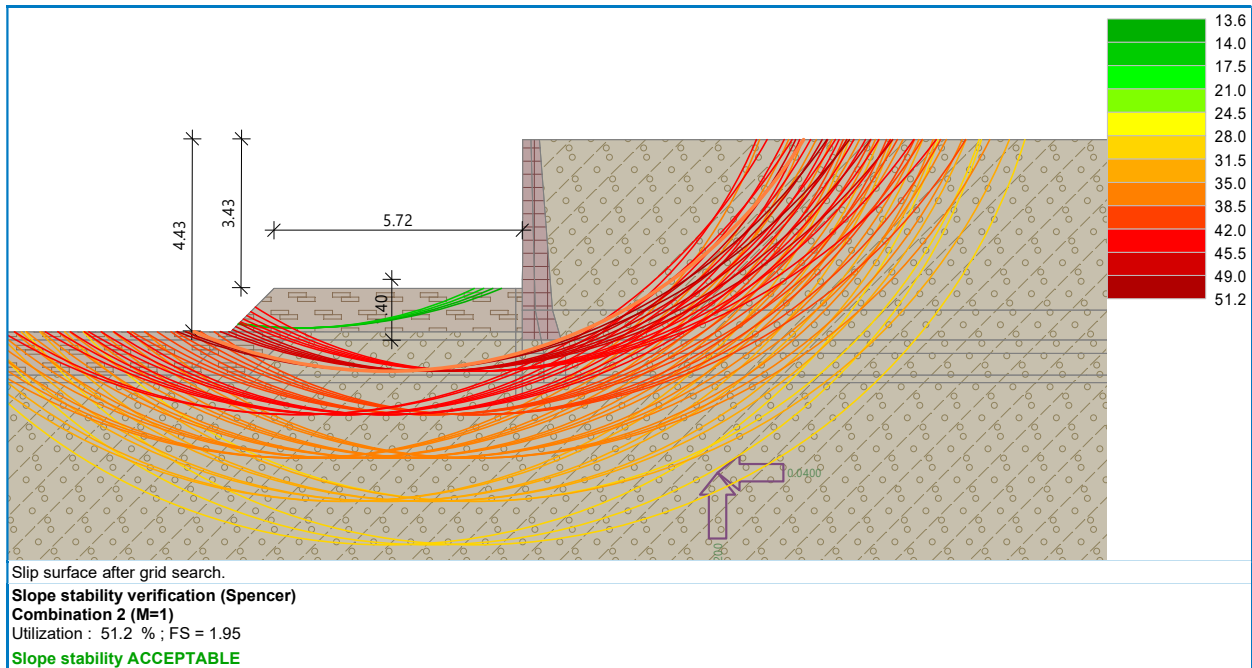


Figura 7.23 Sezione n.16 – situazione definitiva sismica (NB.l'analisi non considera la presenza dei micropali).

Relativamente alla sezione n.16 l'analisi evidenzia sia per la fase transitoria che per la situazione definitiva di progetto (condizioni statiche e sismiche) un fattore di sicurezza superiore al minimo di normativa.



8. RAMPA STRADA DI CANTIERE

Nell'ambito del cantiere di costruzione del manufatto di derivazione e della camera di dissipazione è prevista la realizzazione di una strada di collegamento tra la viabilità ordinaria ed il cantiere, il cui sviluppo planimetrico è illustrato in figura 8.1.

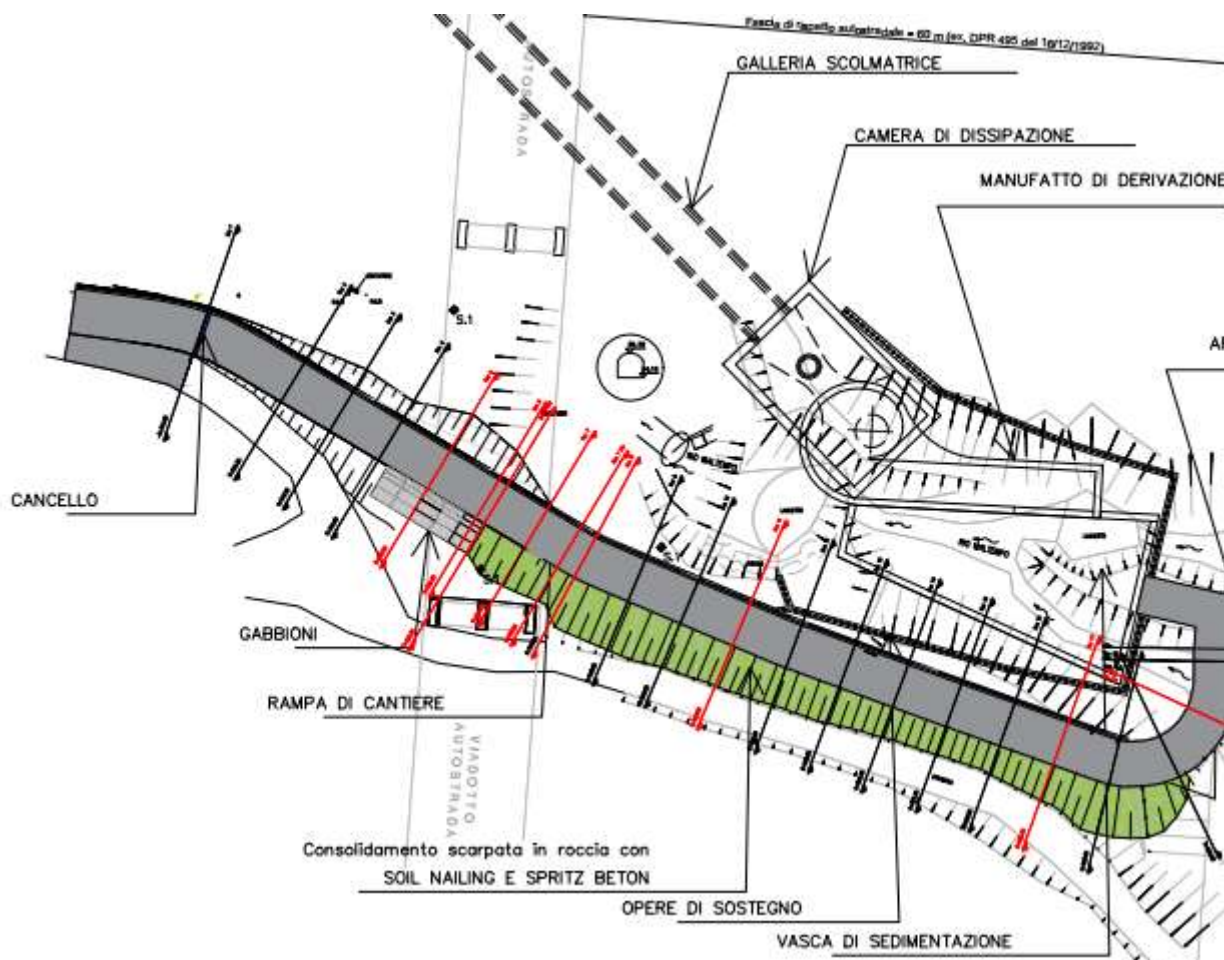


Figura 8.1 Planimetria rampa.

Per la costruzione della strada di servizio, della lunghezza di 100 m, è previsto uno scavo di sbancamento che interessa il materiale di riporto (RIP) e l'ammasso roccioso, costituito dalle Argilliti di Montanesi fratturate/alterate (AMTa) con giacitura a reggipoggio. Nel primo tratto di circa 15 m lo scavo interessa il riporto e le pareti sono realizzate in scarpata, con un'inclinazione di circa 34° (angolo sull'orizzontale), nel secondo tratto di circa 10 m lo scavo interessa sia il riporto (lato valle) che l'ammasso roccioso (lato monte) ed è realizzato in scarpata (lato valle) e con l'impiego di gabbioni tipo Maccaferri (lato monte). Il terzo tratto, circa 35 m, interessa l'ammasso roccioso ed è realizzato (lato monte) con la tecnica del soil-nailing (barre



autoperforanti e spritz beton armato) con inclinazioni delle scarpate comprese tra 60° e 70°, l'ultimo tratto è realizzato in rilevato.

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative relative al primo, al secondo ed al terzo tratto di strada.

8.1 Pareti in scarpata (sezione n.5)

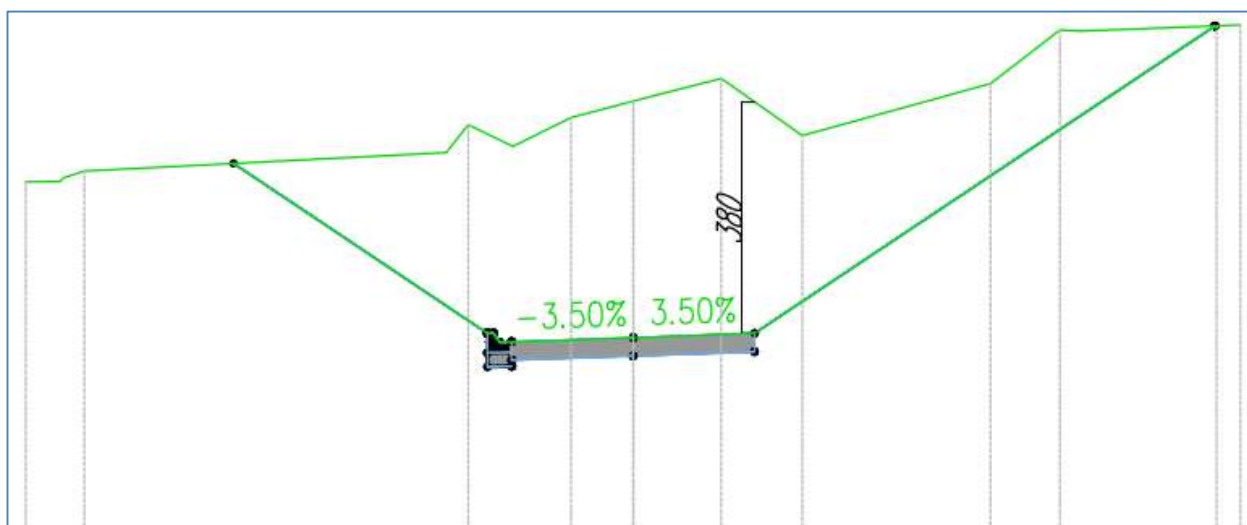


Figura 8.2 Sezione n.5.

L'analisi è stata condotta con il software "GEO5 - Slope Stability" di FINE spol. s r.o., tra i diversi metodi di verifica a disposizione è stato scelto il metodo di Spencer (1967 - A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces – Géotechnique), che permette di analizzare le condizioni di equilibrio limite per superfici di scorrimento cilindriche, rispettando l'equilibrio dei momenti e delle forze orizzontali e verticali. L'ammasso di terreno compreso fra la superficie topografica e la superficie di scivolamento viene diviso in conci per ciascuno dei quali viene ricercato l'equilibrio alla rotazione intorno al centro della superficie di scivolamento. Tramite un processo iterativo, si arriva alla definizione di un coefficiente di sicurezza che rappresenta la condizione di equilibrio per la superficie ipotizzata. Fra le diverse superfici di scorrimento possibili, viene indicata come superficie critica quella che presenta il valore minimo del fattore di sicurezza FS.

La ricerca della superficie critica di scorrimento è stata eseguita adottando il criterio dell'ottimizzazione che prevede inizialmente il controllo di un numero elevato di superfici di scorrimento plausibili fino ad ottimizzare la griglia di ricerca finale.

L'analisi è stata condotta applicando le prescrizioni contenute nelle "Norme tecniche per le Costruzioni - D.M. 17/01/2018" ai paragrafi 6.8 e 7.11.4, utilizzando l'Approccio progettuale I – combinazione 2.

Di seguito si riportano le tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC, nelle quali sono rispettivamente indicati i coefficienti riduttivi per le azioni e per i terreni.



Coefficientsi parziali azioni (A)							
		Combinazione 1			Combinazione 2		
		non favorevole	favorevole	favorevole	favorevole		
Azioni permanenti	$\gamma_G =$	1.30 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	
Azioni variabili	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]	1.30 [-]	0.00 [-]		
Acqua	$\gamma_w =$	1.30 [-]		1.00 [-]			

Tabella 8.1 Coefficienti parziali azioni (tabella 6.2.I - D.M.17/01/2018).

Coefficientsi parziali parametri del terreno (M)					
		Combinazione 1		Combinazione 2	
Coeff. parziale angolo d'attrito	$\gamma_\phi =$	1.00 [-]		1.25 [-]	
Coeff. parziale coesione efficace	$\gamma_c =$	1.00 [-]		1.25 [-]	
Coeff. parziale coesione non drenata	$\gamma_{cu} =$	1.00 [-]		1.40 [-]	

Tabella 8.2 Coefficienti parziali parametri terreno (tabella 6.2.II - D.M.17/01/2018).

Per l'esecuzione delle verifiche in **condizioni statiche (SLU)**, i valori caratteristici di resistenza al taglio del terreno sono stati penalizzati utilizzando i coefficienti riduttivi riportati nella tabella 8.2, mentre le azioni sono state amplificate utilizzando i coefficienti riportati nella tabella 8.1.

Il coefficiente parziale di sicurezza minimo di norma è pari a $\gamma_R = 1.1$, che equivale ad un fattore di utilizzazione $1/\gamma_R \cdot 100 = 90.9 \%$. Di seguito i risultati delle analisi sono espressi in termini di fattore di utilizzazione, quindi valori inferiori a 90.9 % corrispondono a fattori di sicurezza parziali superiori a $\gamma_R = 1.1$.

Per l'esecuzione delle verifiche in **condizioni sismiche (SLV)**, sono stati assunti i valori caratteristici di resistenza al taglio del terreno, mentre le azioni sono state moltiplicate per coefficienti di amplificazione unitari. I coefficienti sismici considerati nelle verifiche risultano pari a:

- $k_h = \beta_s \cdot S_T \cdot S_S \cdot a_g / g = 0.38 \cdot 1.2 \cdot 1.2 \cdot 0.088 = 0.048$
- $k_v = \pm 0.5 k_h \cong \pm 0.024$

Per le verifiche sismiche, la norma prevede l'impiego di un coefficiente di sicurezza parziale minimo pari a $\gamma_R = 1.2$, equivalente ad un fattore di utilizzazione $1/\gamma_R \cdot 100 = 83.3 \%$.

Sito in esame.

latitudine: 44,433409 [°]

longitudine: 8,902511 [°]

Classe d'uso: IV. Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con



riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Vita nominale: 50 [anni]

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente cu: 2

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	60	0,032	2,533	0,214
Danno (SLD)	63	101	0,039	2,555	0,244
Salvaguardia della vita (SLV)	10	949	0,088	2,528	0,296
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	1950	0,112	2,520	0,302

Coefficienti Sismici Fronti di scavo e rilevati

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	a _{max} [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,200	1,500	1,200	0,000	--	0,451	--
SLD	1,200	1,460	1,200	0,026	0,013	0,546	0,470
SLV	1,200	1,400	1,200	0,048	0,024	1,238	0,380
SLC	1,200	1,400	1,200	0,000	--	1	

Per quanto riguarda i parametri meccanici del materiale di riporto (RIP) si rimanda alla tabella 6.3.

Nelle figure seguenti si riportano i risultati delle analisi SLU ed SLV.

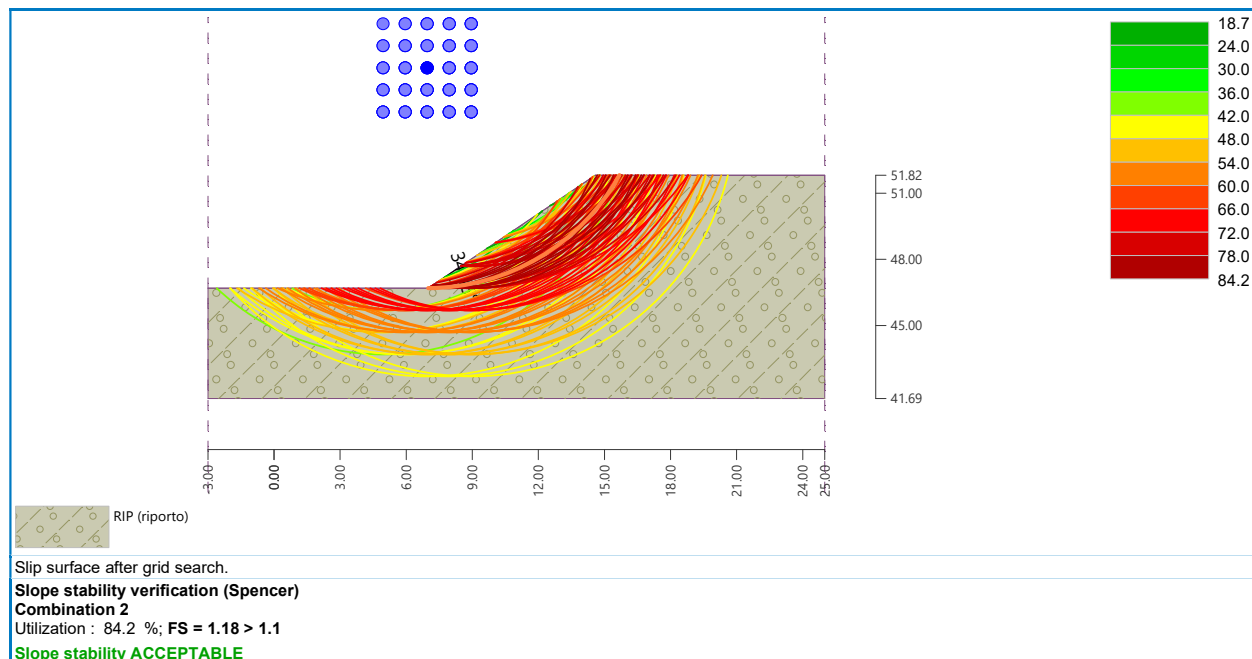




Figura 8.3 Sezione n.5 – verifica SLU.

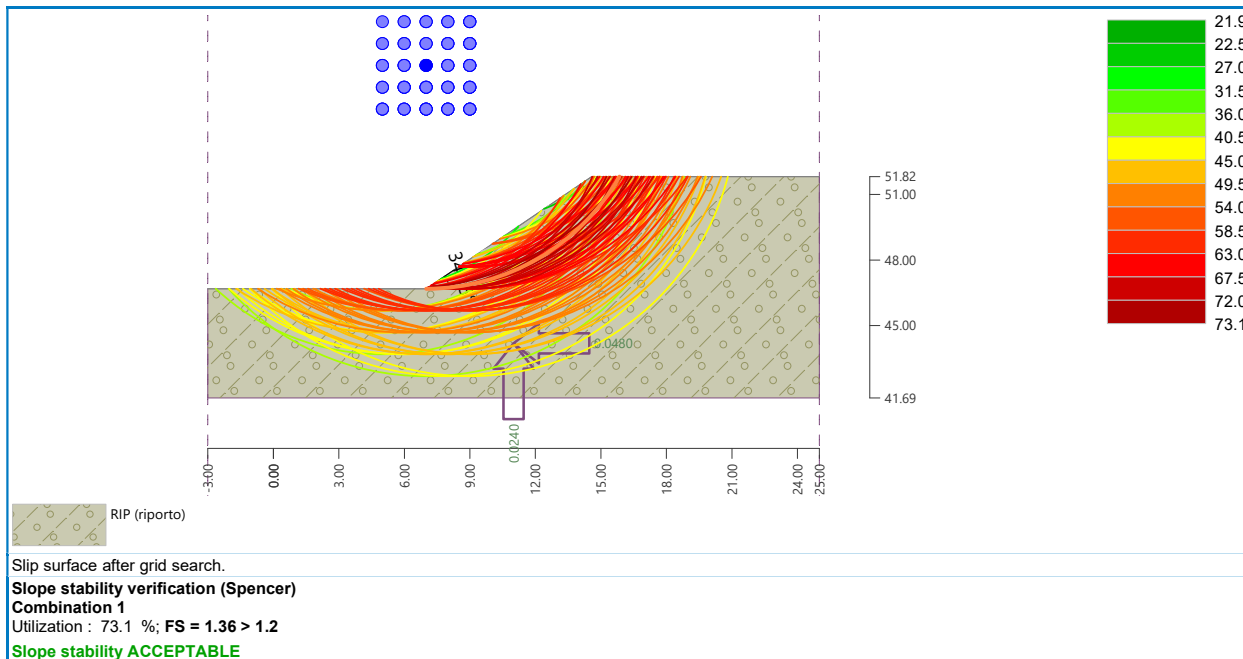


Figura 8.4 Sezione n.5 – verifica SLV (+).

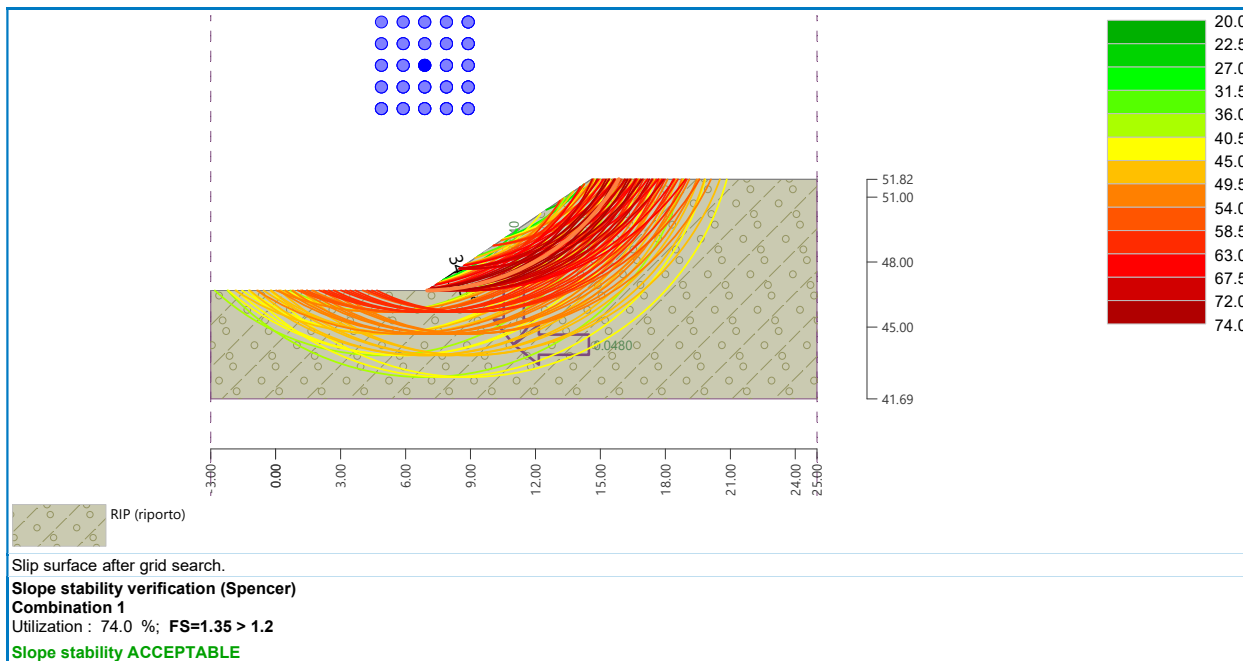


Figura 8.5 Sezione n.5 – verifica SLV (-).



8.2 Gabbioni tipo Maccaferri (sezione n.6)

Con riferimento al muro di sostegno costituito da gabbioni tipo Maccaferri, l'intervento coinvolge sia i terreni di riporto che l'ammasso roccioso, di seguito si riportano le verifiche riferite alla situazione più sfavorevole riguardante il sostegno del terreno di riporto. L'analisi è stata condotta con il software "Max 16 – Analisi e calcolo di muri di sostegno" di Aztec Informatica s.r.l.

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
<u>Pietrame</u>	
γ	Peso di volume, espresso in [kN/mc]
σ_{cp}	Tensione di compressione, espresso in [kPa]
ϕ	Angolo di attrito interno, espresso in [°]
τ_p	Resistenza a taglio, espressa in [kPa]

Pietrame

n°	Descr	γ [kN/mc]	σ_{cp} [kPa]	ϕ [°]	τ_p [kPa]
4	Pietrame	18.0000	3000	45.00	0

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0.00	0.00	0.000
2	8.00	0.00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale
[°]

0.000

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 10.00 [m]

Paramento

Materiale Pietrame
 Altezza paramento 3.00 [m]
 Altezza paramento libero 3.00 [m]

Geometria gradoni

Simbologia adottata

n°	indice gradone (a partire dall'alto)
Bs, Bi	Base superiore ed inferiore del gradone, espressa in [m]
H	altezza del gradone, espressa in [m]
Ae, Ai	inclinazione esterna ed interna del gradone espressa in [°]

n°	X [m]	Bs [m]	Bi [m]	H [m]	Ae [°]	Ai [°]
1	0.00	2.00	2.00	1.00	0.00	0.00
2	-0.50	2.00	2.00	1.00	0.00	0.00



n°	X [m]	Bs [m]	Bi [m]	H [m]	Ae [°]	Ai [°]
3	-0.50	2.00	2.00	1.00	0.00	0.00

Fondazione

Materiale Pietrame
 Lunghezza mensola di valle 0.00 [m]
 Lunghezza mensola di monte 0.00 [m]
 Lunghezza totale 2.00 [m]
 Inclinazione piano di posa 0.00 [°]
 Spessore 0.00 [m]
 Spessore magrone 0.00 [m]

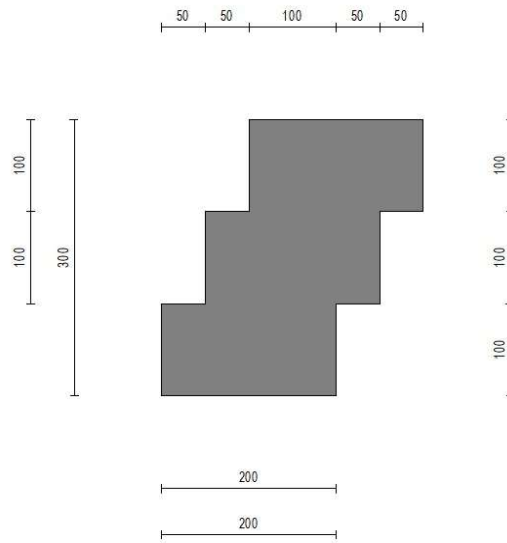


Figura 8.6 Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n° Indice del terreno
 Descr Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
 γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
 c Coesione espressa in [kPa]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [kPa]
 Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix
 Cesp Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
 τ_l Tensione tangenziale limite, espressa in [kPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	c_a [kPa]	Cesp	τ_l [kPa]
1	Riporti	18.0000	19.0000	28.000	28.000	5	0	---	---
2	Riempimento	18.0000	18.0000	28.000	28.000	0	0	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n° Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 α Inclinazione espressa in [°]
 Terreno Terreno dello strato
 Kwn, Kwt Costante di Winkler normale e tangenziale alla superficie espressa in Kg/cm²/cm



Per calcolo pali (solo se presenti)

Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta
 Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kst_{sta}, Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kwn [Kg/cm ²]	Kwt [Kg/cm ²]	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
1	2.00	0.000	Riporti	5.000	5.000	---	---	---	---	---
2	2.00	0.000	Riporti	5.000	5.000	---	---	---	---	---

Terreno di riempimento: Riempimento
 Inclinazione riempimento (rispetto alla verticale): 40.00 [°]

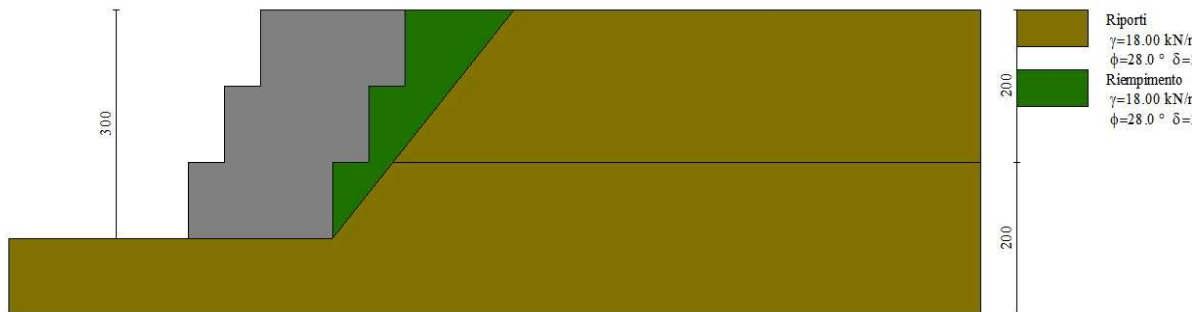


Figura 8.7 Stratigrafia

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	γ _{G1,fav}	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	γ _{G1,sfav}	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ _{G2,fav}	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	γ _{G2,sfav}	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	γ _{Q,fav}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	γ _{Q,sfav}	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	γ _{QT,fav}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	γ _{QT,sfav}	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	γ _{tan(φ)}	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ _c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ _{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ _r	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20



Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole



Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Dati sismici

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	0.863	0.000
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.088	0.000
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.430	2.430
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.370	0.370
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	4.814	2.407
Ultimo - Ribaltamento	0.570	7.221	3.610
Esercizio	0.470	0.000	0.000

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta Culmann
 Tipo di spinta Spinta attiva
 Terreno a bassa permeabilità NO
 Superficie di spinta limitata NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza Vesic
 Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata
 Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof
 Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna
 Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite (0.5B_{yN},) Larghezza ridotta (B')
 Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione
 Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale Bishop

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante 0.00



Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione 50.00
 Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni NO
 Considera terreno sulla fondazione di valle NO
 Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO
 Sezioni verifica muri a gravità Tutte
 Richiesto controllo eccentricità verifiche muro a gravità in cls

Risultati per involucro

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione
 A Tipo azione
 I Inclinazione della spinta, espressa in [°]
 V Valore dell'azione, espressa in [kN]
 C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
 P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	16.02	6.98	15.90	1.95	0.00	-1.77
	Peso/Inerzia muro			0.00	108.00/0.00	-1.50	-1.50

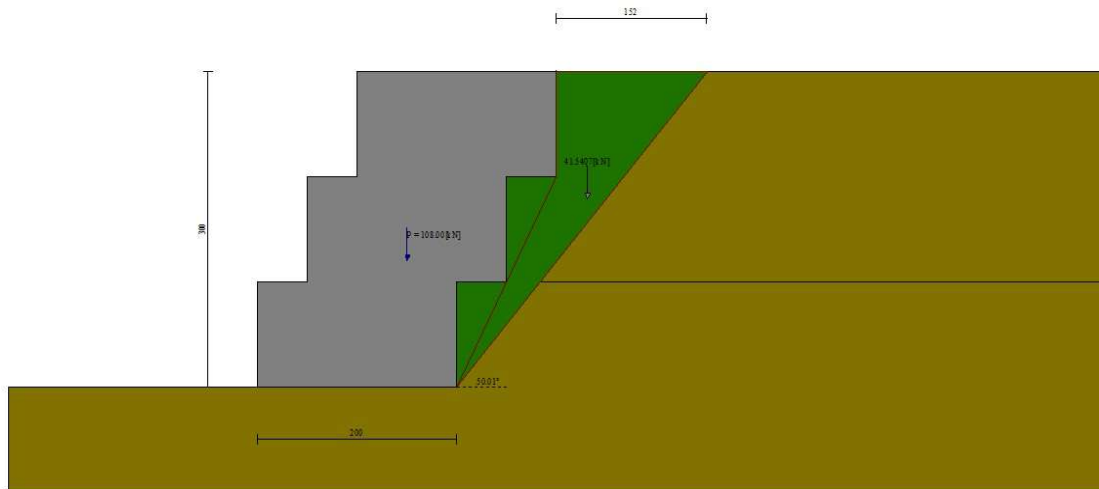


Figura 8.8 Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

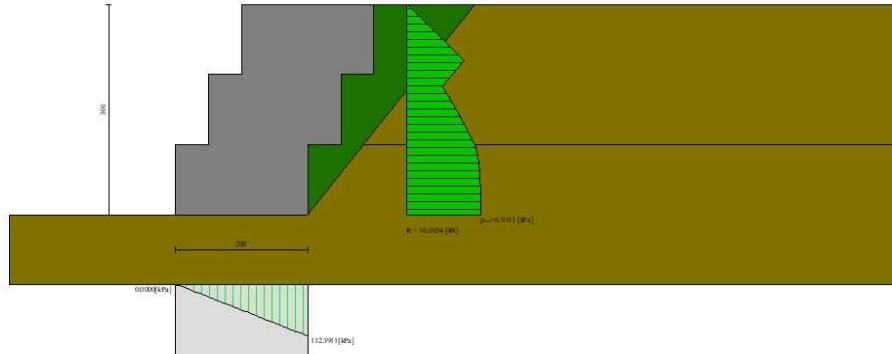


Figura 8.9 Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

Risultanti globali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
N	Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
T	Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
M _r	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
M _s	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
ecc	Eccentricità risultante, espressa in [m]

Ic	N [kN]	T [kN]	M _r [kNm]	M _s [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	109.95	15.90	19.51	167.84	-0.349
2 - STR (A1-M1-R3)	112.31	19.18	24.37	171.02	-0.306
3 - STR (A1-M1-R3)	107.04	18.59	27.75	166.91	-0.300
4 - STR (A1-M1-R3)	142.35	15.90	19.51	216.44	-0.383
5 - STR (A1-M1-R3)	109.95	15.90	19.51	167.84	-0.349
6 - STR (A1-M1-R3)	142.35	15.90	19.51	216.44	-0.383
7 - GEO (A2-M2-R2)	108.46	15.91	19.52	163.39	-0.326
8 - GEO (A2-M2-R2)	112.31	19.18	24.37	171.02	-0.306
9 - GEO (A2-M2-R2)	107.04	18.59	27.75	166.91	-0.300
10 - EQU (A1-M1-R3)	109.95	15.90	19.51	167.84	-0.349
11 - EQU (A1-M1-R3)	113.72	22.65	29.05	173.30	-0.269
12 - EQU (A1-M1-R3)	105.81	21.77	34.11	167.14	-0.257

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		3.678		2.973			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	3.113		2.796			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	3.061		2.923			
4 - STR (A1-M1-R3)		4.761		2.457			
5 - STR (A1-M1-R3)		3.678		2.973			
6 - STR (A1-M1-R3)		4.761		2.457			
7 - GEO (A2-M2-R2)					1.415		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.639		



Cmb	Sismica	FSsco	FSRIB	FSQLIM	FSSTAB	FSHYD	FSUPL
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.655		
10 - EQU (A1-M1-R3)			8.602				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		5.966				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		4.900				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	56.91	0.00	0.00	--	--	56.91	18.59	3.061

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limie e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
4 - STR (A1-M1-R3)	142.35	349.80	249.86	2.457

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B _y /N, viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cono di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Vesic).

n°	Nc	ic	dc	gc	bc	sc	pc	Ir	Irc	Re	ry
	Nq	iq	dq	gq	bq	sq	pq				
	Ny	iy	dy	gy	by	sy	py				
4	25.803	0.775	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	0.562	1.000
	14.720	0.790	1.000	1.000	1.000	--	--				
	16.717	0.702	1.000	1.000	1.000	--	--				

n°	D	B'	H	γ	φ	c
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/mc]	[kPa]
4	0.00	2.00	1.66	18.00	28.00	5

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione



n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
12 - EQU (A1-M1-R3) H - V	167.14	34.11	4.900

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-3.00; 0.50	4.04	1.415

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	2.04	0.00	0.00	1.02 - 0.24	75.469	23.043	0	0.0	
2	5.21	0.00	0.00	0.24	65.121	23.043	4	0.0	
3	7.19	0.00	0.00	0.24	57.810	23.043	4	0.0	
4	8.70	0.00	0.00	0.24	51.806	23.043	4	0.0	
5	9.93	0.00	0.00	0.24	46.530	23.043	4	0.0	
6	10.96	0.00	0.00	0.24	41.732	23.043	4	0.0	
7	11.83	0.00	0.00	0.24	37.271	23.043	4	0.0	
8	12.58	0.00	0.00	0.24	33.063	23.043	4	0.0	
9	13.22	0.00	0.00	0.24	29.049	23.043	4	0.0	
10	13.76	0.00	0.00	0.24	25.186	23.043	4	0.0	
11	14.21	0.00	0.00	0.24	21.442	23.043	4	0.0	
12	14.59	0.00	0.00	0.24	17.793	23.043	4	0.0	
13	12.57	0.00	0.00	0.24	14.217	23.043	4	0.0	
14	10.77	0.00	0.00	0.24	10.697	23.043	4	0.0	
15	8.89	0.00	0.00	0.24	7.218	23.043	4	0.0	
16	6.67	0.00	0.00	0.24	3.765	23.043	4	0.0	
17	4.95	0.00	0.00	0.24	0.326	23.043	4	0.0	
18	2.33	0.00	0.00	0.24	-3.111	23.043	4	0.0	
19	2.24	0.00	0.00	0.24	-6.560	23.043	4	0.0	
20	2.08	0.00	0.00	0.24	-10.034	23.043	4	0.0	
21	1.86	0.00	0.00	0.24	-13.545	23.043	4	0.0	
22	1.57	0.00	0.00	0.24	-17.109	23.043	4	0.0	
23	1.21	0.00	0.00	0.24	-20.742	23.043	4	0.0	
24	0.77	0.00	0.00	0.24	-24.466	23.043	4	0.0	
25	0.24	0.00	0.00	-5.04 - 0.24	-26.570	23.043	4	0.0	

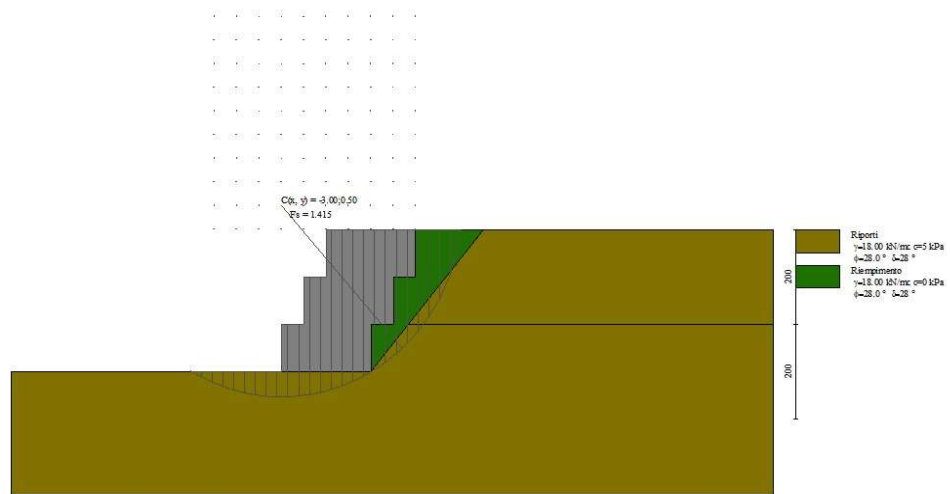


Figura 8.10 Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

8.3 Pareti chiodate

La procedura costruttiva di una parete rinforzata con chiodi o barre (soil nailing) consiste nella realizzazione di scavi parziali liberi dall'alto verso il basso (es. figura 8.11) di altezza dell'ordine di 2 metri, compatibilmente all'auto-stabilità del terreno, seguiti dalla messa in opera di chiodi o di barre e dal ricoprimento dello scavo stesso con un rivestimento leggero in calcestruzzo proiettato (spritz beton) di spessore generalmente compreso tra 10 cm e 20 cm, armato con rete metallica; la procedura viene iterata fino al raggiungimento della profondità di scavo di progetto. A tergo del rivestimento è prevista la posa di un elemento drenante (striscia di geosintetico drenante e tubo dreno - figura 8.12) per evitare lo sviluppo di spinte dovute all'eventuale acqua d'infiltrazione.

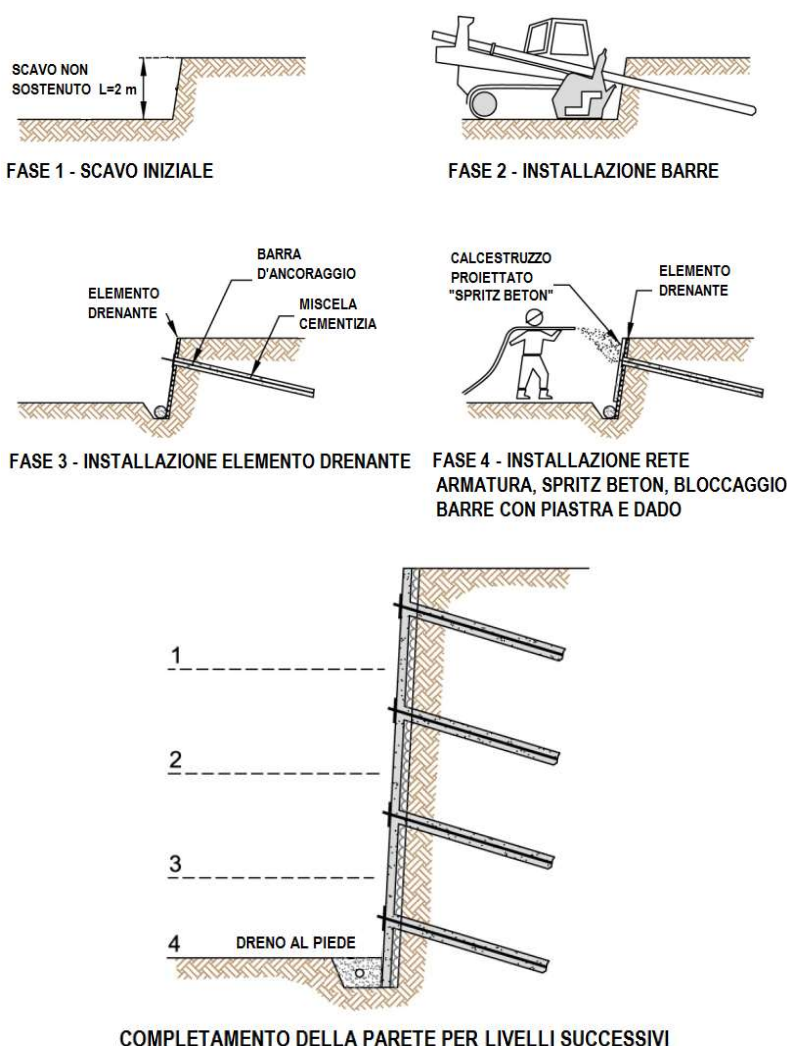


Figura 8.11 Schema fasi esecutive della parete chiodata (FHWA, 2015).





Figura 8.12 Elemento drenante posto a tergo del rivestimento in calcestruzzo proiettato (FHWA, 2015).

Per le opere in oggetto si considera una procedura di scavo con inclinazione sull'orizzontale variabile tra 60° e 70° e si prevede l'adozione di barre auto-perforanti di lunghezza variabile, di diametro esterno $\varnothing=32$ mm, carico di snervamento $F_y \geq 220$ kN e diametro di perforazione non inferiore a $\varnothing_p=76$ mm.

Per quanto riguarda i parametri meccanici dell'ammasso Argilliti di Montanesi (AMTa) si rimanda alla tabella 6.3.

L'influenza della stradina esistente è stata considerata nelle analisi attraverso l'azione di un carico variabile uniformemente distribuito $q = 10$ kPa.

Il valore della resistenza ultima ($q_s = \tau_{lim}$) all'interfaccia miscela cementizia - terreno, in relazione alla tipologia dei terreni di tabella 6.3, è stato stimato con il metodo di Reese (1999):

$$\tau_{lim} = 0.65 \cdot \alpha_E \cdot Pa \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{Pa}\right)} \leq 0.65 \cdot Pa \cdot \sqrt{\left(\frac{f'_c}{Pa}\right)}$$

Dove

Pa = pressione atmosferica = 101 kPa = 0.101 MPa

σ_c = resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta (da laboratorio)

f'_c = resistenza cilindrica a 28 giorni del calcestruzzo

α_E = coefficiente di riduzione per rocce fratturate e/o alterate

Il coefficiente $\alpha_E = 1$ per rocce massive, mentre per rocce fratturate e/o alterate in cui il modulo elastico dell'ammasso "Em" sia inferiore a quello della roccia intatta "Ei", il coefficiente è definito dalla tabella sottostante dedotta da O'Neil-Reese (1999).

E_m/E_i	α_E
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

Ammasso roccioso - AMTa

s 1.38E-04

a 0.543720751

m_i 5

m_b 0.29

E_m 356 MPa

E_m/E_i 0.0457

α_E 0.4



τ_{lim} 165 kPa (Reese '99)

Il valore ottenuto risulta leggermente superiore al valore massimo del range suggerito da FWHA (2015) per le argilliti alterate (tabella 8.3), prudenzialmente si adotta il valore seguente:

- AMTa, argillite di Montanesi fratturata/alterata $q_s = \tau_{lim} = 150$ kPa.

Material	Construction method	Soil / rock type	Ultimate bond strength q_s [kPa]
Rock	Rotary drilled	Marl / limestone	300 - 400
		Phyllite	100 - 300
		Chalk	500 - 600
		Soft dolomite	400 - 600
		Fissured dolomite	600 - 1000
		Weathered sandstone	200 - 300
		Weathered shale	100 - 150
		Weathered schist	100 - 175
		Basalt	500 - 600
		Slate / hard shale	300 - 400
Cohesionless soils	Rotary drilled	Sand / gravel	100 - 180
		Silty sand	100 - 150
		Silt	40 - 120
		Piedmont residual	40 - 120
		Fine colluvium	75 - 150
	Driven casing	Sand / gravel	
		-low overburden	190 - 240
		-high overburden	280 - 430
		Dense moraine	380 - 480
	Augered	Colluvium	100 - 180
		Silty sand fill	20 - 40
		Silty fine sand	55 - 90
	Jet grouted	Silty clayey sand	60 - 140
		Sand	380
Sand gravel		700	
Fine - grained soils	Rotary drilled	Silty clay	35 - 50
		Clayey silt	90 - 140
	Augered	Loess	25 - 75
		Soft clay	20 - 30
		Stiff clay	40 - 60
		Stiff clayey silt	40 - 100
		Calcareous sandy clay	90 - 140

Tabella 8.3 Valori di resistenza ultima all'interfaccia malta-terreno (Elias a Juran, 1991 - FHWA, 2015)

Considerando il diametro di perforazione $\varnothing 76$ mm la resistenza limite per metro di barra risulta:

$$q_{lim} = 0.076 \times \pi \times 150 = 35.8 \text{ kN/m}$$

adottando un valore $\xi = 1.8$ la resistenza caratteristica risulta:

$$q_k = q_{lim}/1.8 = 19.8 \text{ kN/m}$$

quindi la resistenza di progetto considerando barre permanenti ($\gamma_R=1.2$):

$$q_d = q_k/1.2 = 16.5 \text{ kN/m}$$

Si evidenzia che prima di procedere con la scelta definitiva delle barre d'ancoraggio delle pareti chiodate e di procedere con le operazioni di scavo, dovrà essere eseguito un campo prova per l'esecuzione di prove di carico di progetto sulle barre, in accordo con quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 per i tiranti d'ancoraggio -



par. 6.6.1 CRITERI DI PROGETTO – “omissis ... Per la valutazione del carico limite si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche o con correlazioni empiriche. La conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto e in corso d'opera è sempre necessaria.” **In base ai risultati delle prove le lunghezze delle barre potrebbero subire modifiche.**

Di seguito si riportano i risultati più significativi delle verifiche SLU e SLV (-), condotte con il software dedicato GEO 5 – Nailed Slope (FINE spol.s r.o.), con riferimento alle sezioni più significative n.7, n.7 bis, n.11 e n.17.

NB. I risultati SLV (+) non sono riportati in quanto non dimensionanti rispetto a SLV(-).

Si evidenzia che le sezioni n.7 e n.7 bis sono posizionate in corrispondenza della pila del viadotto autostradale (E80), che trasmette al terreno di fondazione un carico stimato in circa 24200 kN (≈ 2420 t), corrispondente ad una pressione di 960 kPa, agente su un'area di fondazione (desumibile dai sopralluoghi in superficie) di dimensioni 2.6 x 9.7 m circa. Le verifiche di stabilità sotto riportate, riferite alla previgente normativa DM 11.03.1988, portano ragionevolmente a ritenere che la fondazione della pila sia imbasata sull'ammasso roccioso al di sotto della strada di cantiere prevista in progetto.

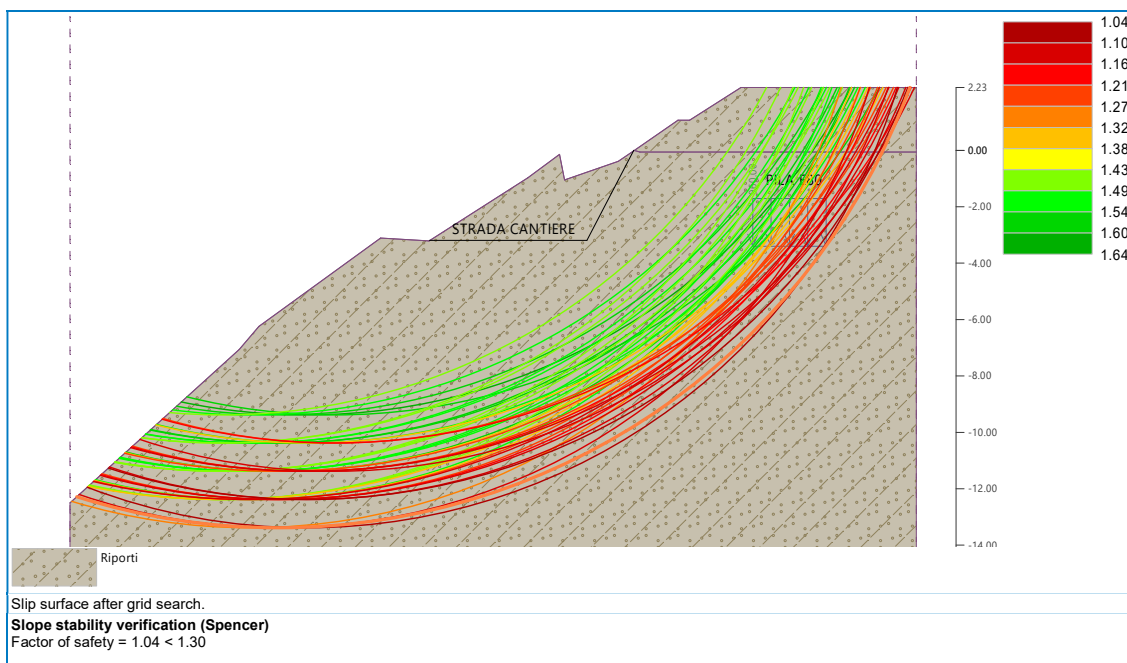


Figura 8.13 Verifica fondazione su materiali di riporto.

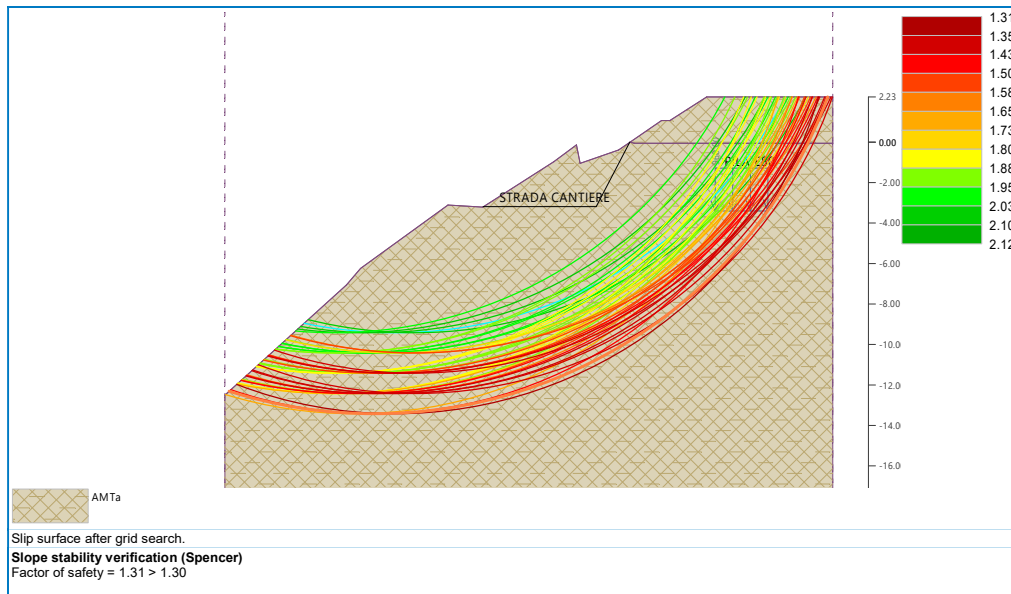


Figura 8.14 Verifica fondazione su ammasso roccioso alterato (AMTa).

Con riferimento a quanto sopra evidenziato, le verifiche di seguito riportate considerano che non vi sia interferenza tra le fondazioni della pila e l'intervento di soil-nailing eseguito sulla parte superficiale dell'ammasso roccioso ritenuto prudenzialmente alterato (AMTa). Ulteriori approfondimenti si rimandano alla fase esecutiva.

8.3.1 Verifica sezione n.7

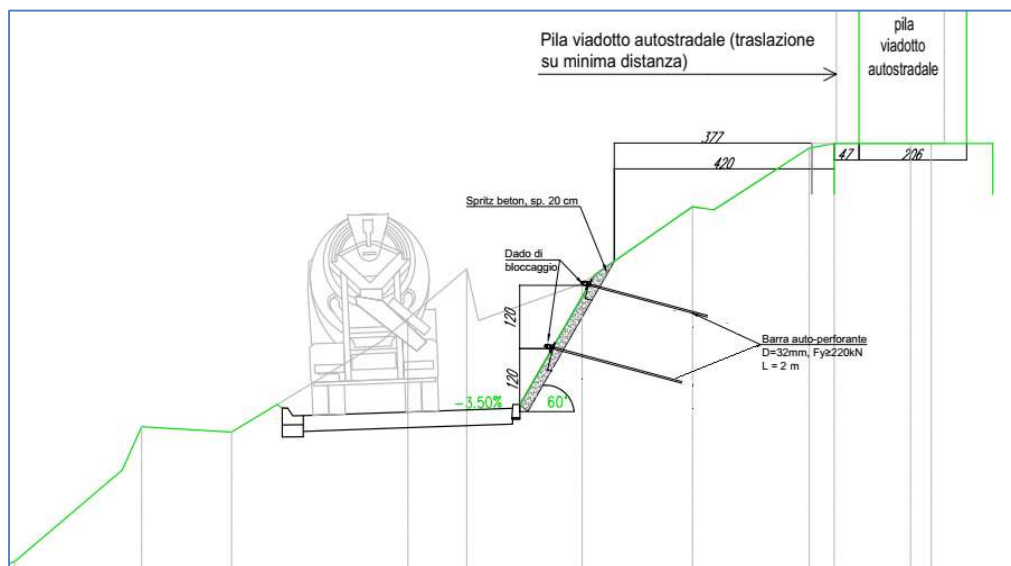


Figura 8.15 Sezione n.7

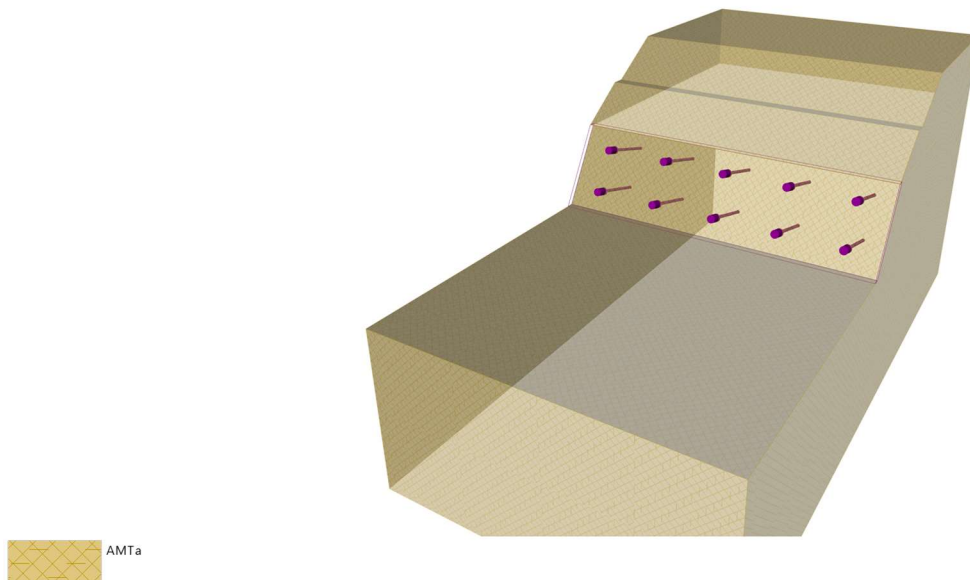


Figura 8.16 Vista 3D della sezione n.7.

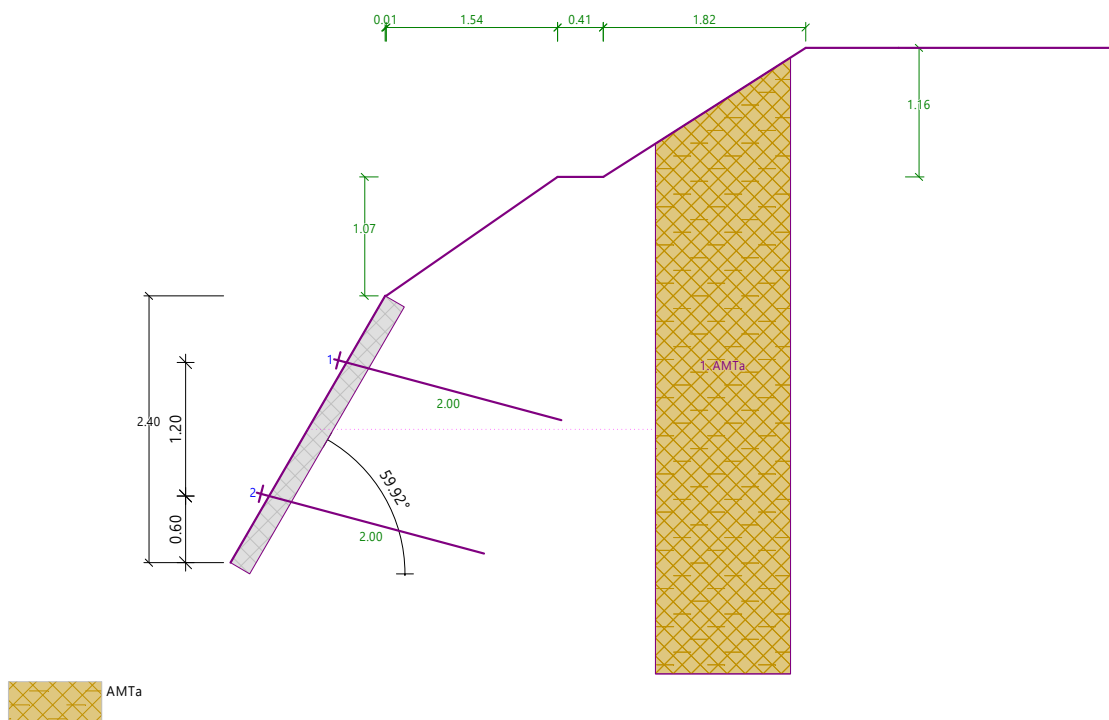


Figura 8.17 Schema geometrico dell'intervento - sezione n.7.

La sezione è caratterizzata da un'inclinazione di circa 60°, si considerano n.2 file di barre distanziate 1.2 m sulla verticale e inclinate di 15° sull'orizzontale, il passo sul piano orizzontale delle file è pari a 2 m (figure



8.16 e 8.17). La copertura è realizzata con calcestruzzo proiettato (spritz beton) dello spessore di 20 cm ed armato con doppia rete in acciaio $\text{Ø}8/150 \times 150$ mm (copriferro 5 cm) (figura 8.18).

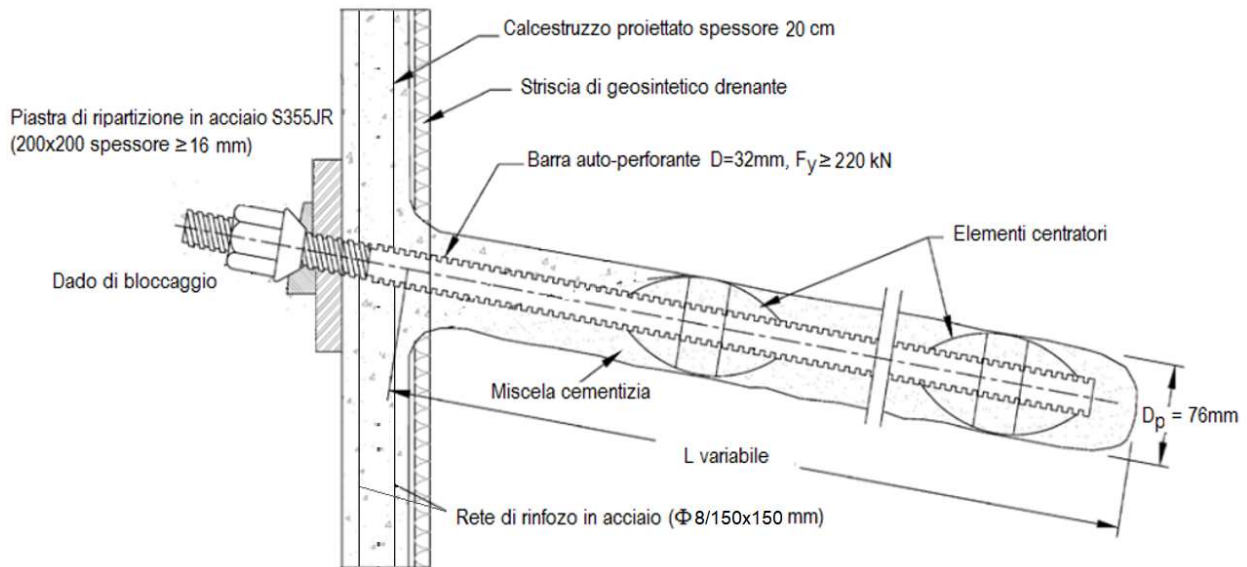


Figura 8.18 Schema tipo barra e rivestimento sezione n.11.

Analysis of nailed slope

Input data

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Verification methodology : according to EN 1997

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0.333

Design approach : 1 - reduction of actions and soil parameters

Stability analysis



Verification methodology : according to EN 1997

Design approach : 1 - reduction of actions and soil parameters

Geometry of structure

Thickness of concrete cover $h = 0.20$ m

No.	Depth	Coordinate
	z [m]	x [m]
1	0.00	0.00
2	2.40	-1.39

Type of nails

No.	Name	Nail type	Tensile strength	Pull out resistance	Nail head strength
			R_t [kN]	T_p [kN/m]	R_f [kN]
1	D=32 mm	user-defined	191.00	16.50	46.40

Geometry of nails

Overall number of nails - 2

Inclination of nails from horizontal dir. = 15.00 °

Nail	Depth [m]	Distance to bench [m]	Length [m]	Spacing [m]	Type of nail
1	0.60	0.60	2.00	2.00	D=32 mm
2	1.80	0.60	2.00	2.00	D=32 mm

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete: C 25/30

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 25.00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 2.60$ MPa

Longitudinal steel: B450C

Yield strength $f_{yk} = 450.00$ MPa

Soil parameters

AMTa

Unit weight : $\gamma = 25.00$ kN/m³



Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\Phi_{ef} = 28.00^\circ$
 Cohesion of soil : $C_{ef} = 25.00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 28.00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Water influence

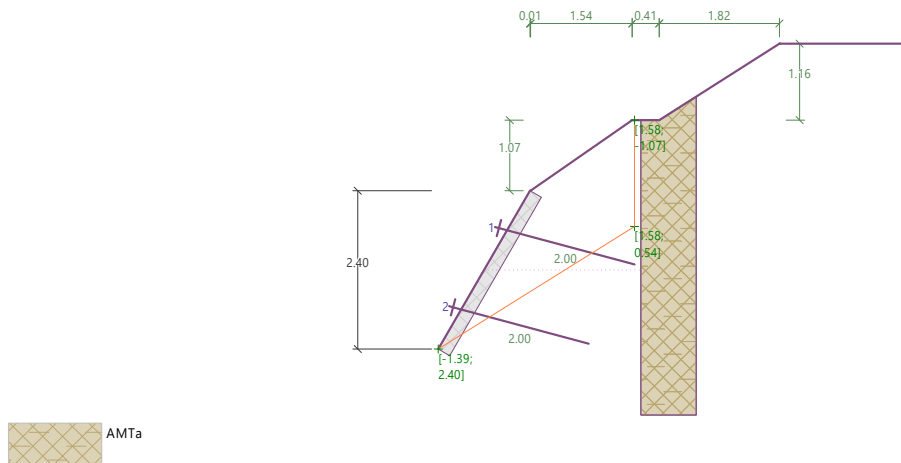
Ground water table is located below the structure.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent
 Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 3 (Stage of construction SLU : Combination 1)



Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 32.00°
 Origin of slip surface at a depth of = 2.40 m
 Gravity force = 115.93 kN/m
 Overall force carried by nails behind slip surf. = 18.35 kN/m
 Forces on slip surf. driving (grav.force) = 61.43 kN/m
 Forces on slip surf. driving (pressure) = 0.00 kN/m
 Forces on slip surf. resist. (soil) = 147.09 kN/m

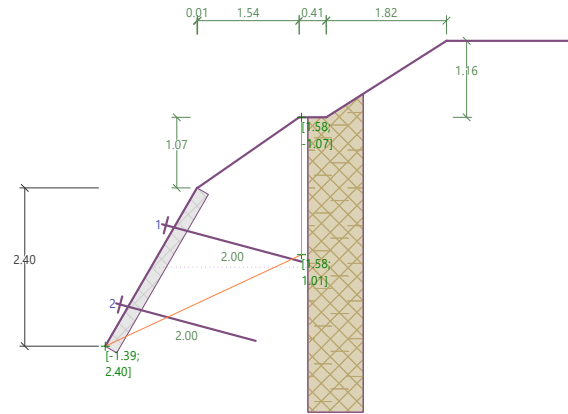


Forces on slip surf. resist. (nails) = 12.51 kN/m

Resisting force = 159.60 kN/m > 61.43 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 4 (Stage of construction SLU : Combination 2)



Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 25.00 °

Origin of slip surface at a depth of = 2.40 m

Gravity force = 106.71 kN/m

Overall force carried by nails behind slip surf. = 12.62 kN/m

Forces on slip surf. driving (grav.force) = 45.10 kN/m

Forces on slip surf. driving (pressure) = 5.24 kN/m

Forces on slip surf. resist. (soil) = 110.23 kN/m

Forces on slip surf. resist. (nails) = 9.67 kN/m

Resisting force = 119.89 kN/m > 50.33 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 5 (Stage of construction SLU : Combination 1)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0.00	0.00
2	0.01	0.00
3	0.10	0.00



Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
4	0.61	0.00
5	2.32	0.00
6	2.40	0.00

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	0.60	D=32 mm	32.99	0.00	is satisfactory
2	1.80	D=32 mm	32.99	0.00	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 1.

Nail bearing capacity = 32.99 kN > 0.00 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Analysis No. 6 (Stage of construction SLU : Combination 2)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0.00	0.00
2	0.01	0.00
3	0.02	0.00
4	0.02	0.00
5	0.36	0.00
6	0.84	0.00
7	1.48	0.00
8	1.61	0.00
9	2.40	0.00

Verification of nails bearing capacity



Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

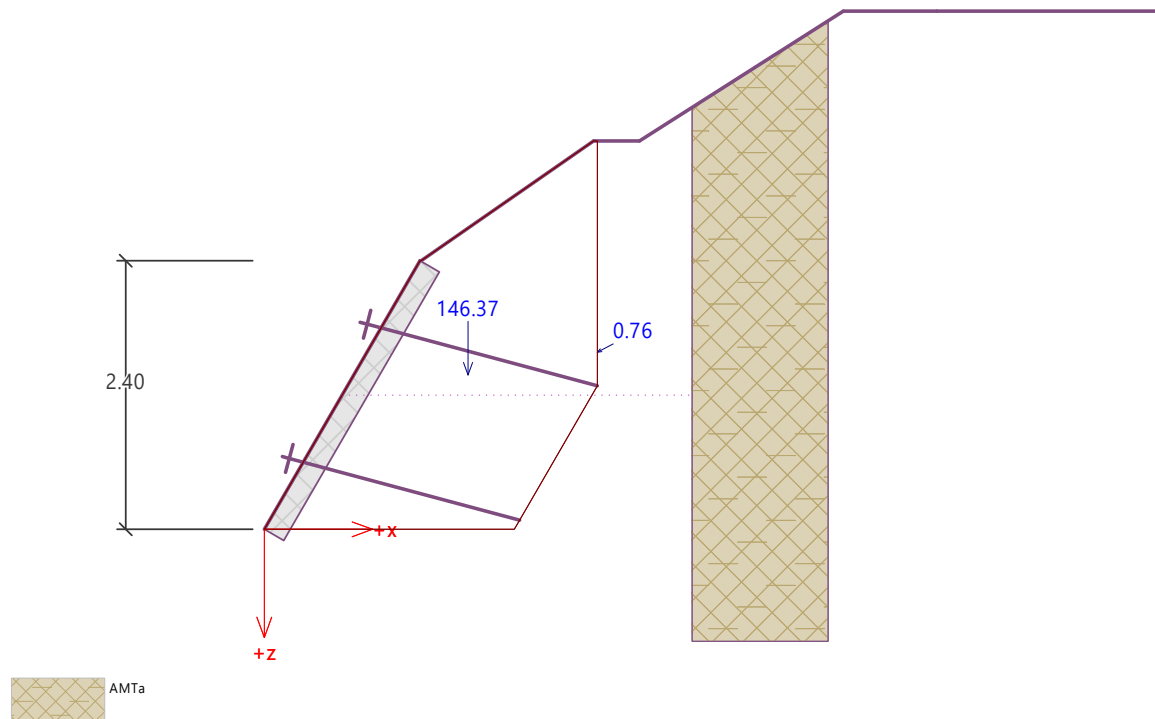
Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	0.60	D=32 mm	32.99	0.00	is satisfactory
2	1.80	D=32 mm	32.99	0.00	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 1.

Nail bearing capacity = 32.99 kN > 0.00 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction SLU)



Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	0.20	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
2	0.22	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	



Layer No.	Thickness [m]	α [°]	Φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
3	0.35	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	1.051	
4	0.36	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
5	0.86	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
6	0.20	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
7	0.53	-30.08	28.00	25.00	25.00	28.00	0.134	
8	0.67	-30.08	28.00	25.00	25.00	28.00	0.134	
9	0.08	-30.08	28.00	25.00	25.00	28.00	0.134	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.20	4.99	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	4.99	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.42	10.43	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.42	10.43	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.77	19.17	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.77	19.17	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.13	28.20	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1.13	28.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.99	49.64	0.00	0.94	0.83	0.44
6	1.99	49.64	0.00	0.94	0.83	0.44
	2.19	54.69	0.00	2.55	2.25	1.20
7	2.19	54.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.72	68.00	0.00	0.00	0.00	0.00



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
8	2.72	68.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.39	84.69	0.00	0.00	0.00	0.00
9	3.39	84.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.47	86.75	0.00	0.00	0.00	0.00

Forces acting on construction - combination 1

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-1.38	146.37	1.82	1.000	1.000	1.300
Active pressure	0.67	-1.58	0.35	2.97	1.300	1.300	1.300

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 267.69$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 1.37$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 133.86$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 0.87$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 85.47 kPa

Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	0.20	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
2	0.20	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	



Layer No.	Thickness [m]	α [°]	Φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
3	0.30	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	1.371	
4	0.12	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	1.371	
5	0.68	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
6	0.70	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
7	1.20	-30.08	23.04	20.00	25.00	23.04	0.196	
8	0.08	-30.08	23.04	20.00	25.00	23.04	0.196	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.20	4.99	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	4.99	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.40	9.90	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.40	9.90	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.70	17.39	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.70	17.39	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.81	20.30	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.81	20.30	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.49	37.28	0.00	3.87	3.56	1.52
6	1.49	37.28	0.00	3.87	3.56	1.52
	2.19	54.69	0.00	10.51	9.67	4.11
7	2.19	54.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.39	84.69	0.00	0.00	0.00	0.00



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
8	3.39	84.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.47	86.75	0.00	0.00	0.00	0.00

Forces acting on construction - combination 2

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-1.38	146.37	1.82	1.000	1.000	1.000
Active pressure	5.82	-1.71	2.48	2.97	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 273.68$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 9.94$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 107.95$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 5.82$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 66.70 kPa

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction SLU)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-133.38	190.75	0.87	0.000	85.47
2	-102.48	146.83	0.87	0.000	65.80
3	-97.66	148.85	5.82	0.000	66.70



No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
4	-97.66	148.85	5.82	0.000	66.70

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-102.60	146.73	0.67

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

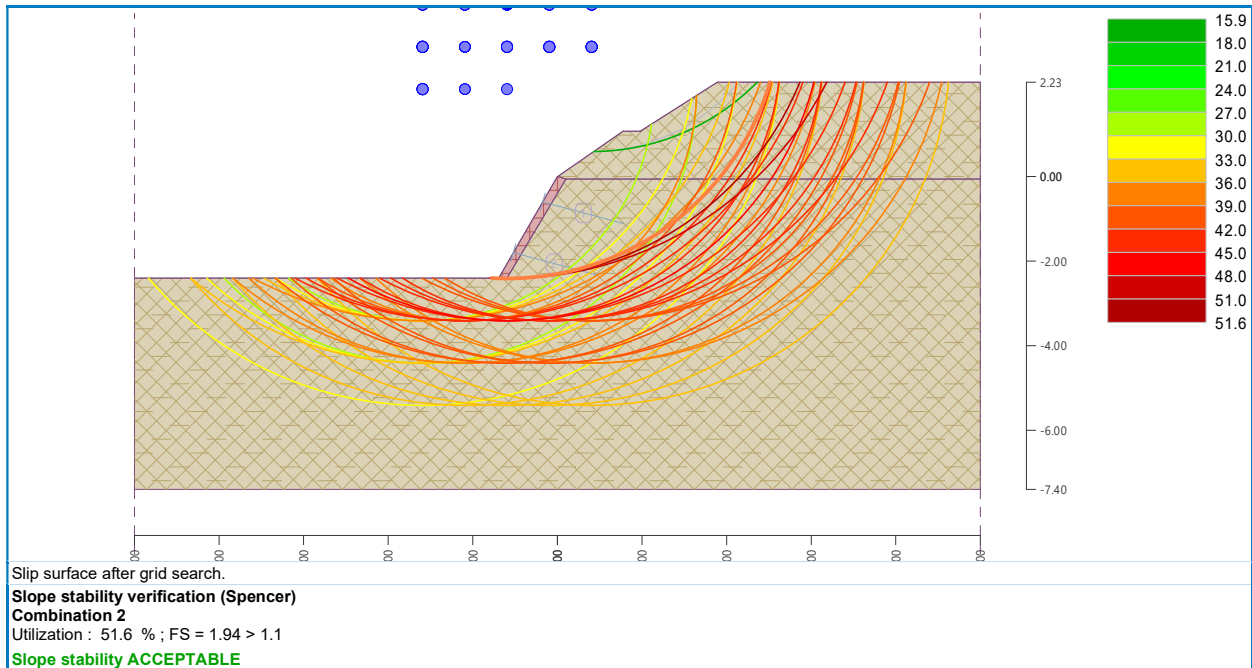
Max. stress at footing bottom $\sigma = 85.47$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 680.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Slope stability analysis (SLU)



Input data (Stage of construction SLV (-))

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0.0480$

Factor of vertical acceleration $K_v = -0.0240$

Water below the GWT is restricted.

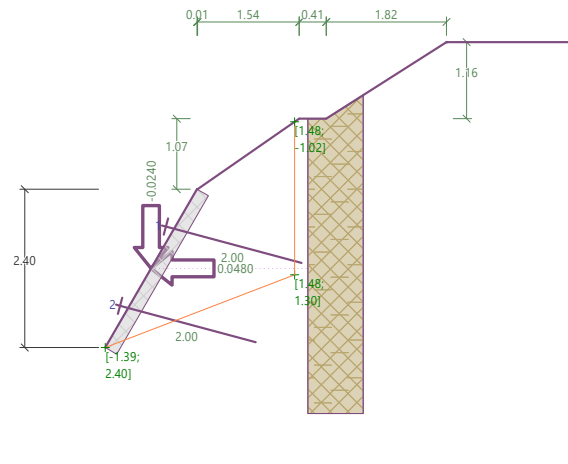
Settings of the stage of construction

Design situation : seismic

Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 3 (Stage of construction SLV (-))



Broken slip surface after optimization :

- Slip surface angle = 21.00 °
- Origin of slip surface at a depth of = 2.40 m
- Gravity force = 112.36 kN/m
- Overall force carried by nails behind slip surf. = 10.38 kN/m
- Forces on slip surf. driving (grav.force) = 42.20 kN/m
- Forces on slip surf. driving (pressure) = 25.99 kN/m
- Forces on slip surf. resist. (soil) = 133.19 kN/m
- Forces on slip surf. resist. (nails) = 8.40 kN/m

Resisting force = 141.59 kN/m > 68.18 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 5 (Stage of construction SLV (-))

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0.00	12.06
2	0.01	12.04
3	0.10	11.54
4	0.61	9.00
5	2.32	0.42



Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
6	2.40	0.00

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

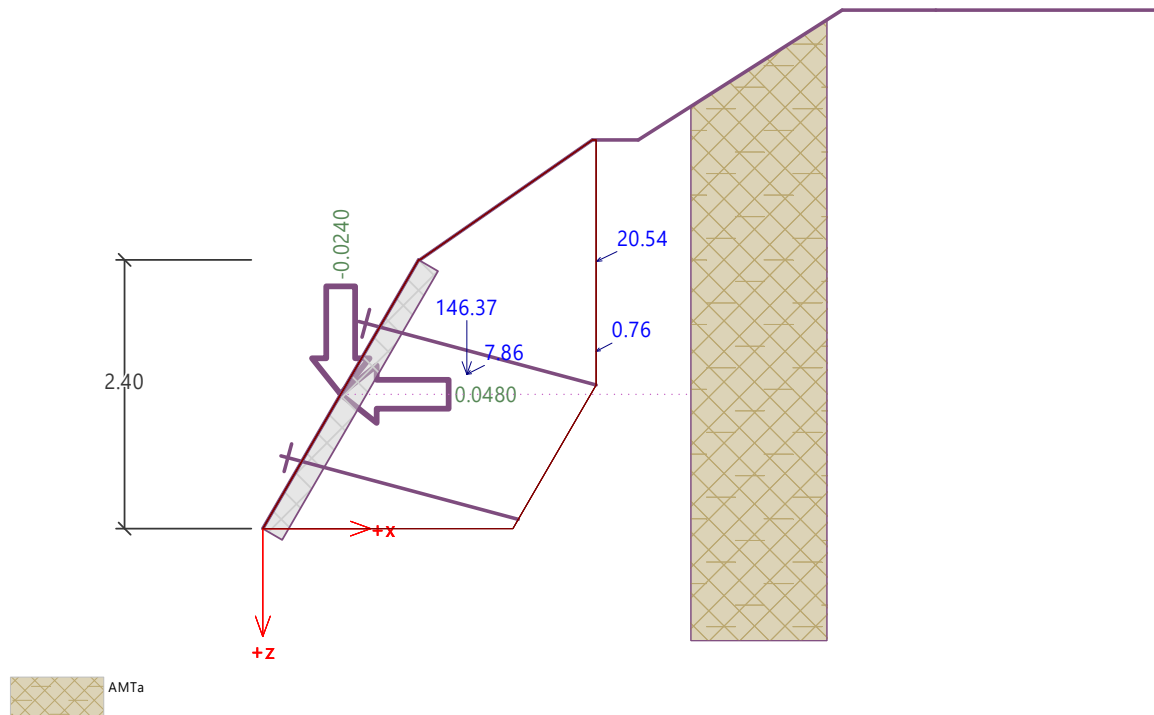
Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	0.60	D=32 mm	32.99	19.11	is satisfactory
2	1.80	D=32 mm	32.99	6.37	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 1.

Nail bearing capacity = 32.99 kN > 19.11 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction SLV (-))



Active pressure behind the structure - partial results



Layer No.	Thickness [m]	α [°]	Φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	0.20	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
2	0.22	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
3	0.35	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	1.051	
4	0.36	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
5	0.86	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
6	0.20	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
7	0.53	-30.08	28.00	25.00	25.00	28.00	0.134	
8	0.67	-30.08	28.00	25.00	25.00	28.00	0.134	
9	0.08	-30.08	28.00	25.00	25.00	28.00	0.134	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.20	4.99	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.20	4.99	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.42	10.43	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.42	10.43	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.77	19.17	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.77	19.17	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.13	28.20	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1.13	28.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.99	49.64	0.00	0.94	0.83	0.44
6	1.99	49.64	0.00	0.94	0.83	0.44
	2.19	54.69	0.00	2.55	2.25	1.20



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
7	2.19	54.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.72	68.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	2.72	68.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.39	84.69	0.00	0.00	0.00	0.00
9	3.39	84.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.47	86.75	0.00	0.00	0.00	0.00

Earthquake effects (active earth pressure) - partial results

Layer No.	Thickness [m]	φ_d [°]	β [°]	ψ [°]	K_a	K_{ae}	$K_{ae}-K_a$	Comment
1	0.20	28.00	23.46	2.68	0.535	0.678	0.143	
2	0.22	28.00	23.46	2.68	0.535	0.678	0.143	
3	0.35	28.00	23.46	2.68	0.535	0.678	0.143	
4	0.36	28.00	23.46	2.68	0.535	0.678	0.143	
5	0.86	28.00	23.46	2.68	0.535	0.678	0.143	
6	0.20	28.00	23.46	2.68	0.535	0.678	0.143	
7	0.53	28.00	23.46	2.68	0.210	0.293	0.083	
8	0.67	28.00	23.46	2.68	0.210	0.293	0.083	
9	0.08	28.00	23.46	2.68	0.210	0.293	0.083	

Earthquake effects (active earth pressure)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_D [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vertical comp. [kPa]
1	0.00	0.00	88.83	12.69	11.21	5.96
	0.20	5.11	83.72	11.96	10.56	5.62
2	0.20	5.11	83.72	11.96	10.56	5.62
	0.42	10.68	78.15	11.17	9.86	5.24



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_D [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vertical comp. [kPa]
3	0.42	10.68	78.15	11.17	9.86	5.24
	0.77	19.63	69.20	9.89	8.73	4.64
4	0.77	19.63	69.20	9.89	8.73	4.64
	1.13	28.88	59.95	8.57	7.56	4.02
5	1.13	28.88	59.95	8.57	7.56	4.02
	1.99	50.83	38.00	5.43	4.79	2.55
6	1.99	50.83	38.00	5.43	4.79	2.55
	2.19	56.00	32.83	4.69	4.14	2.20
7	2.19	56.00	32.83	2.72	2.72	-0.10
	2.72	69.63	19.20	1.59	1.59	-0.06
8	2.72	69.63	19.20	1.59	1.59	-0.06
	3.39	86.72	2.11	0.17	0.17	-0.01
9	3.39	86.72	2.11	0.17	0.17	-0.01
	3.47	88.83	0.00	0.00	0.00	0.00

Forces acting on construction - combination 1

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-1.38	146.37	1.82	1.000	1.000	1.000
Earthquake - soil wedge	7.03	-1.38	3.51	1.82	1.000	1.000	1.000
Active pressure	0.67	-1.58	0.35	2.97	1.000	1.000	1.000
Earthq.- act.pressure	18.53	-2.39	8.86	2.98	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 300.15$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 54.94$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY



Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 140.39$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 26.22$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 71.29 kPa

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction SLV(-))

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-67.67	159.10	26.22	0.000	71.29
2	-67.67	159.10	26.22	0.000	71.29
3	-67.67	159.10	26.22	0.000	71.29

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-67.67	159.10	26.22

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 71.29$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 680.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY



Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Verifica doppia rete d'armatura (Stage of construction SLV (-))

Input data

Mesh type : Q335A (8,0x8,0/150x150 [mm])

Area of horizontal reinforcement $A_{hor} = 2 \times 335.1 \text{ mm}^2/\text{m}$

Area of vertical reinforcement $A_{vert} = 2 \times 335.1 \text{ mm}^2/\text{m}$

Distance of mesh center from back side $h_1 = 50.0 \text{ mm}$

Distance of mesh center from front face $h_2 = 50.0 \text{ mm}$

Dimensioning of concrete cover

Vertical direction - back

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 19.15 \text{ kNm/m} > 1.99 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Horizontal direction - back

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 19.15 \text{ kNm/m} > 3.02 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Vertical direction - front

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = -19.15 \text{ kNm/m} > -0.13 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Horizontal direction - front

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = -19.15 \text{ kNm/m} > -1.51 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Design principles

Reinforcement ratio $\rho = 0.22 \% > 0.15 \% = \rho_{min}$

Cross-section is SATISFACTORY.



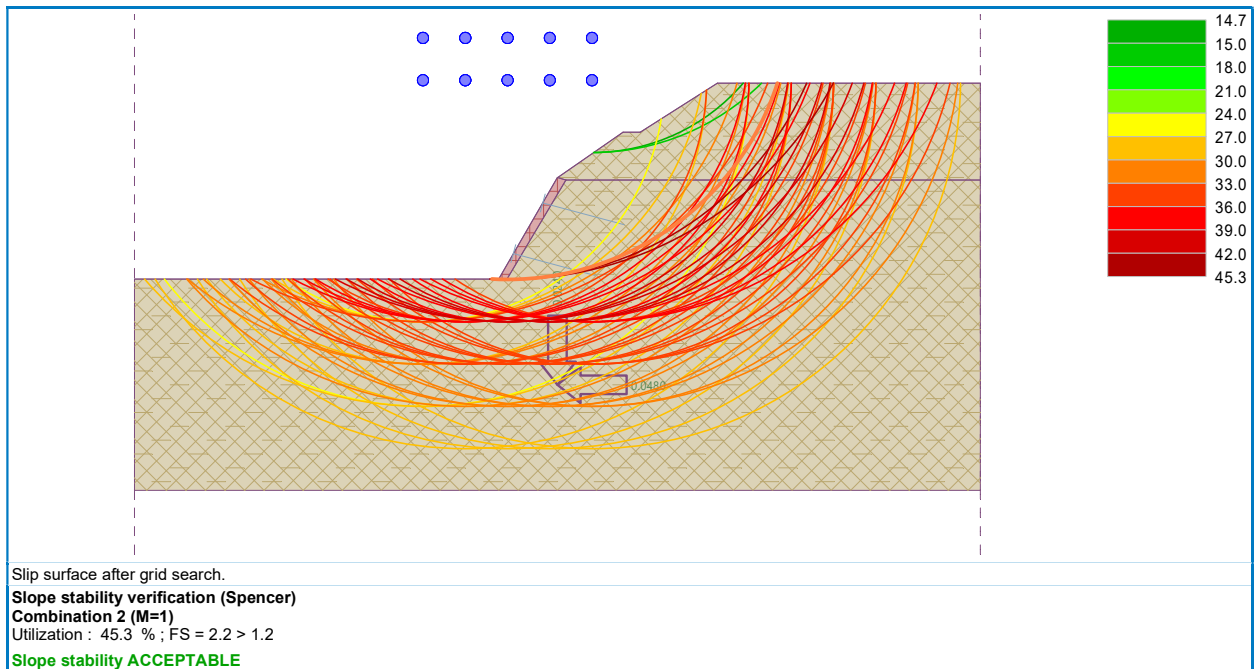
Verification on shear

Ultimate shear force $V_{Rd} = 74.25 \text{ kN/m} > 9.05 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Overall verification is SATISFACTORY

Slope stability analysis (SLV (-))





8.3.2 Verifica sezione n.7 bis

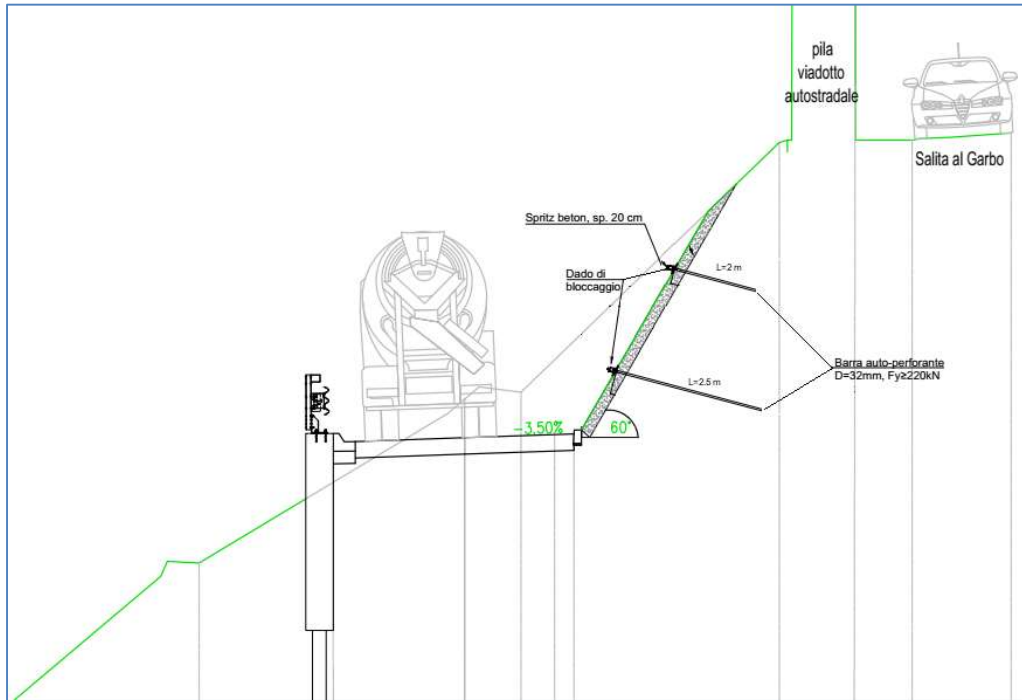


Figura 8.19 Sezione n.7 bis

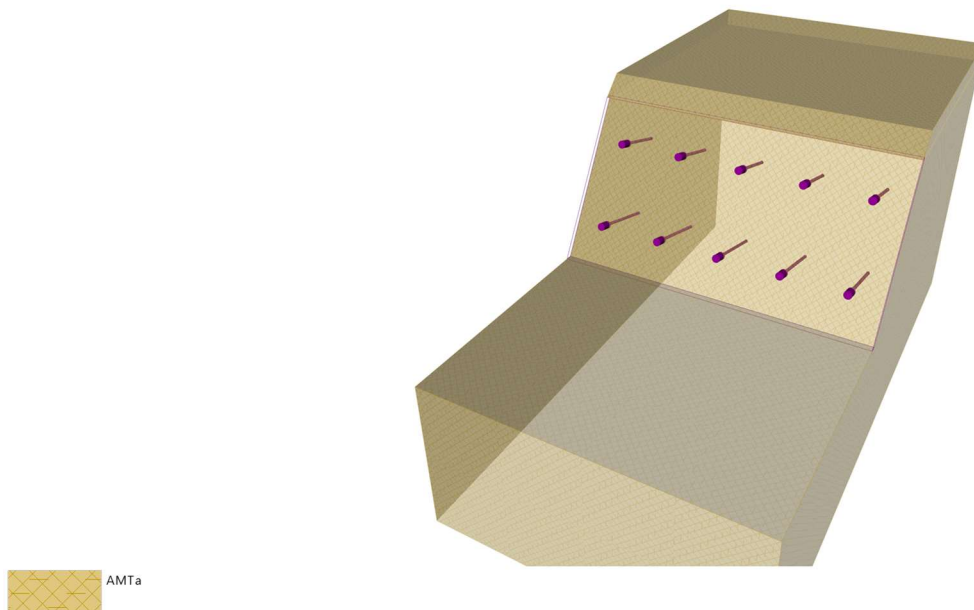


Figura 8.20 Vista 3D della sezione n.7 bis.

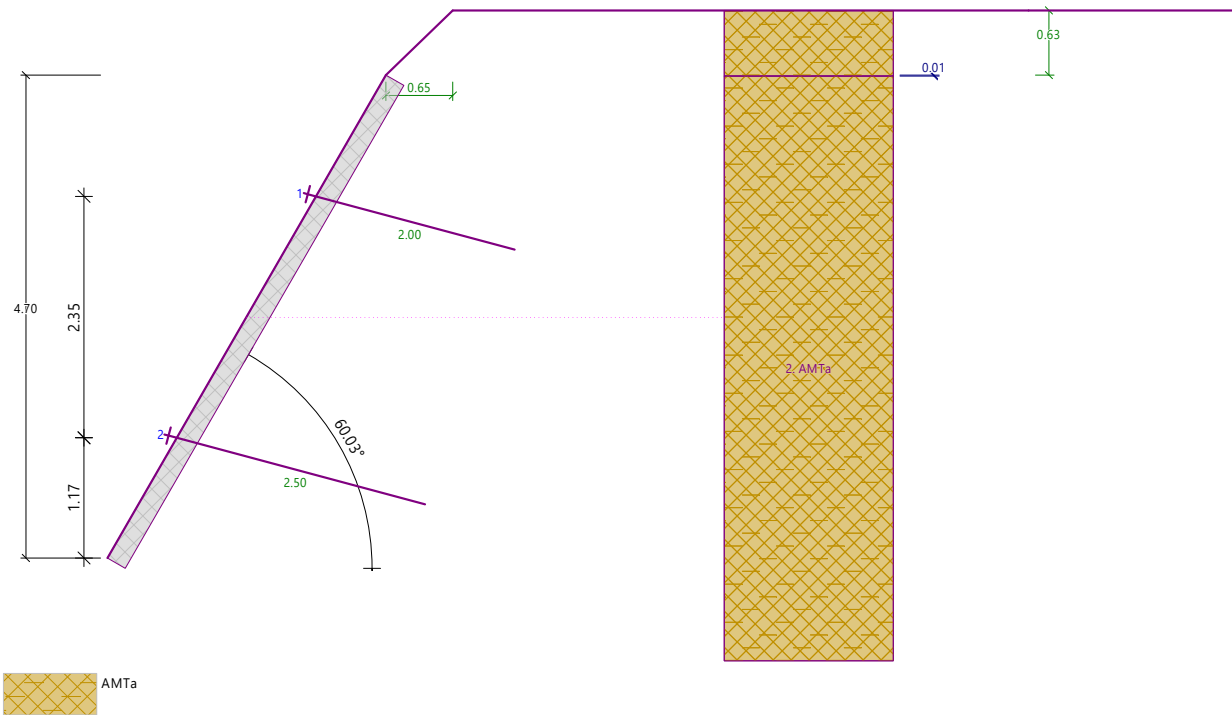


Figura 8.21 Schema geometrico dell'intervento - sezione n.7 bis.

La sezione è caratterizzata da un'inclinazione di circa 60°, si considerano n.2 file di barre distanziate 2.35 m sulla verticale e inclinate di 15° sull'orizzontale, il passo sul piano orizzontale delle file è pari a 2 m (figure 8.20 e 8.21). La copertura è realizzata con calcestruzzo proiettato (spritz beton) dello spessore di 20 cm ed armato con doppia rete in acciaio Ø8/150x150 mm (copriferro 5 cm) (figura 8.22).

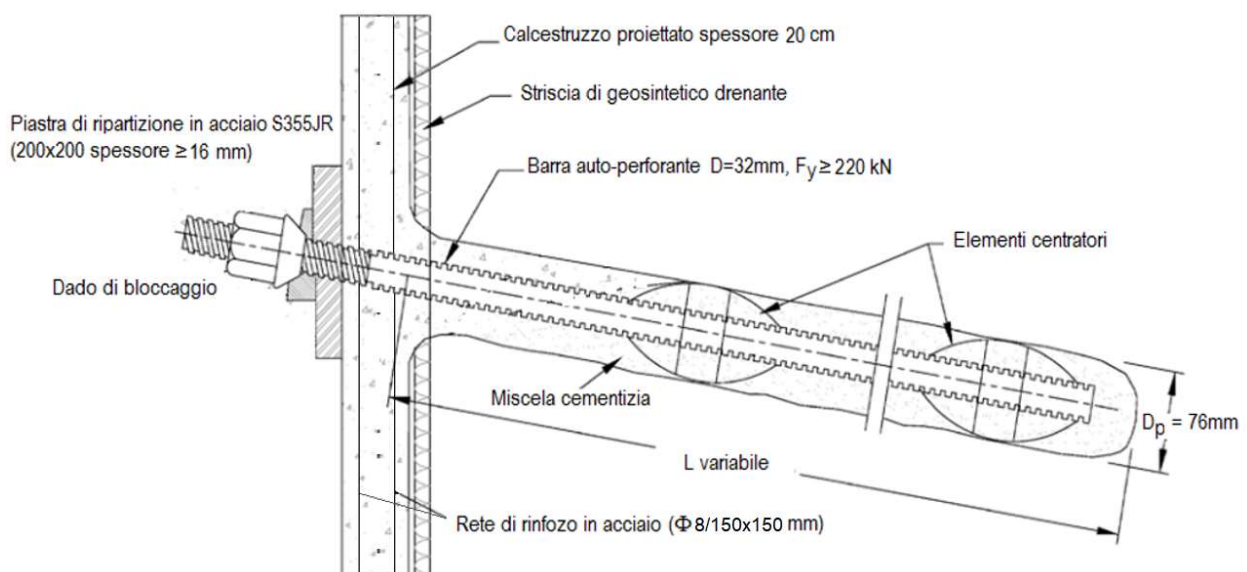


Figura 8.22 Schema tipo barra e rivestimento sezione n.7 bis.



Analysis of nailed slope

Input data (Stage of construction SLU)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Verification methodology : according to EN 1997

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0.333

Design approach : 1 - reduction of actions and soil parameters

Stability analysis

Verification methodology : according to EN 1997

Design approach : 1 - reduction of actions and soil parameters

Geometry of structure

Thickness of concrete cover $h = 0.20$ m

No.	Depth	Coordinate
	z [m]	x [m]
1	0.00	0.00
2	4.70	-2.71

Type of nails

No.	Name	Nail type	Tensile strength	Pull out resistance	Nail head strength
			R_t [kN]	T_p [kN/m]	R_f [kN]
1	D=32 mm	user-defined	191.00	16.50	46.40

Geometry of nails

Overall number of nails - 2



Inclination of nails from horizontal dir. = 15.00 °

Nail	Depth [m]	Distance to bench [m]	Length [m]	Spacing [m]	Type of nail
1	1.18	1.18	2.00	2.00	D=32 mm
2	3.53	1.17	2.50	2.00	D=32 mm

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete: C 25/30

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 25.00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 2.60$ MPa

Longitudinal steel: B450C

Yield strength $f_{yk} = 450.00$ MPa

Soil parameters

AMTa

Unit weight : $\gamma = 25.00$ kN/m³

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 28.00$ °

Cohesion of soil : $c_{ef} = 25.00$ kPa

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 28.00$ °

Soil : cohesionless

Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 25.00$ kN/m³

Water influence

Ground water table is located below the structure.

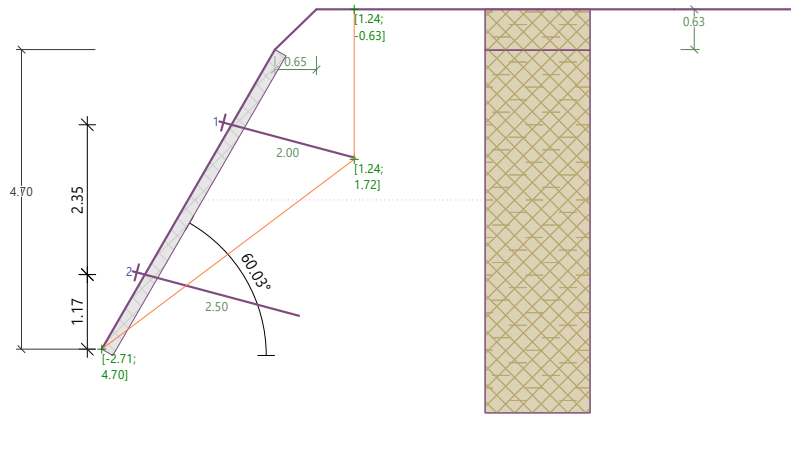
Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 3 (Stage of construction SLU : Combination 1)



Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 37.00 °

Origin of slip surface at a depth of = 4.70 m

Gravity force = 224.31 kN/m

Overall force carried by nails behind slip surf. = 15.09 kN/m

Forces on slip surf. driving (grav.force) = 134.99 kN/m

Forces on slip surf. driving (pressure) = 0.00 kN/m

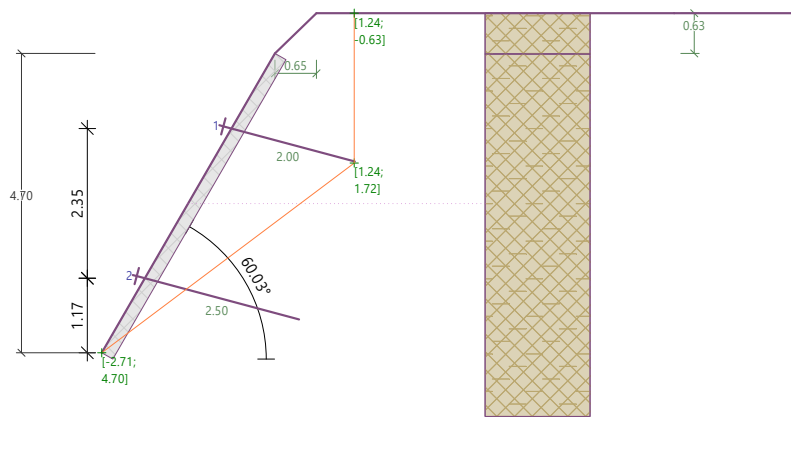
Forces on slip surf. resist. (soil) = 225.32 kN/m

Forces on slip surf. resist. (nails) = 9.29 kN/m

Resisting force = 234.61 kN/m > 134.99 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 4 (Stage of construction SLU : Combination 2)



Broken slip surface after optimization :



Slip surface angle = 37.00 °
 Origin of slip surface at a depth of = 4.70 m
 Gravity force = 172.55 kN/m
 Overall force carried by nails behind slip surf. = 15.09 kN/m
 Forces on slip surf. driving (grav.force) = 103.84 kN/m
 Forces on slip surf. driving (pressure) = 0.05 kN/m
 Forces on slip surf. resist. (soil) = 162.67 kN/m
 Forces on slip surf. resist. (nails) = 9.29 kN/m

Resisting force = 171.96 kN/m > 103.89 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 5 (Stage of construction SLU : Combination 1)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0.00	0.00
2	0.01	0.00
3	1.65	0.00
4	4.70	0.00

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	1.18	D=32 mm	32.99	0.00	is satisfactory
2	3.53	D=32 mm	41.24	0.00	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 1.

Nail bearing capacity = 32.99 kN > 0.00 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Analysis No. 6 (Stage of construction SLU : Combination 2)

Horizontal pressure on structure:



Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0.00	0.00
2	0.01	0.00
3	0.15	0.00
4	1.06	0.00
5	4.70	0.00

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

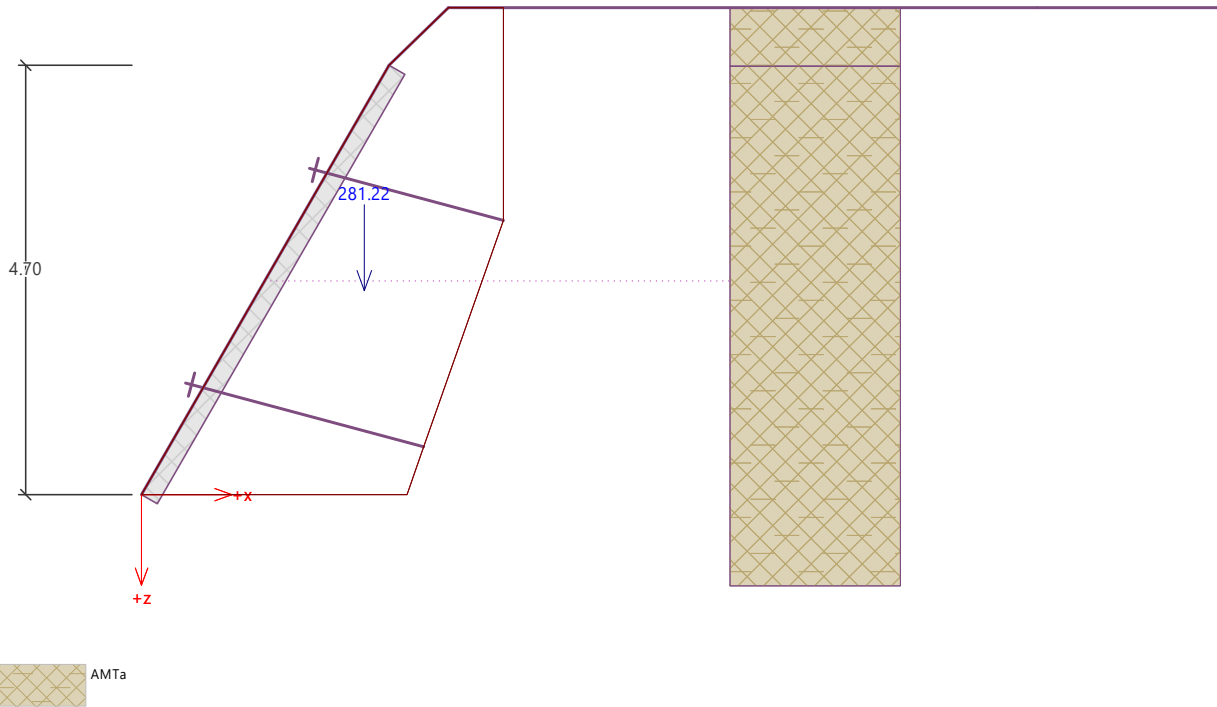
Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	1.18	D=32 mm	32.99	0.00	is satisfactory
2	3.53	D=32 mm	41.24	0.00	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 1.

Nail bearing capacity = 32.99 kN > 0.00 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction SLU)



Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	0.64	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
2	1.69	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
3	2.48	-19.38	28.00	25.00	25.00	28.00	0.192	
4	0.52	-19.38	28.00	25.00	25.00	28.00	0.192	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m]	End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.64	2.33	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.64	2.33	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.33	2.85	58.19	0.00	0.00	0.00	0.00



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
3	2.33	58.19	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.81	120.18	0.00	0.00	0.00	0.00
4	4.81	120.18	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.33	133.25	0.00	0.00	0.00	0.00

Forces acting on construction - combination 1

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-2.23	281.22	2.44	1.000	1.000	1.300
Active pressure	0.00	-5.33	0.00	3.96	1.000	1.000	1.300

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 685.88$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 0.00$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 222.17$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 0.00$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 125.83 kPa

Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	0.64	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
2	1.60	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	



Layer No.	Thickness [m]	α [°]	Φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
3	0.08	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
4	1.64	-19.38	23.04	20.00	25.00	23.04	0.256	
5	0.84	-19.38	23.04	20.00	25.00	23.04	0.256	
6	0.52	-19.38	23.04	20.00	25.00	23.04	0.256	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.64	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.64	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.24	56.12	0.00	0.00	0.00	0.00
3	2.24	56.12	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.33	58.19	0.00	0.79	0.73	0.31
4	2.33	58.19	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.96	99.08	0.00	0.00	0.00	0.00
5	3.96	99.08	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.81	120.18	0.00	5.41	5.40	0.35
6	4.81	120.18	0.00	5.41	5.40	0.35
	5.33	133.25	0.00	8.76	8.74	0.56

Forces acting on construction - combination 2

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overturn.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-2.23	281.22	2.44	1.000	1.000	1.000
Active pressure	6.00	-0.47	0.40	3.09	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall



Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 687.10$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 2.81$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 177.90$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 6.00$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 96.93 kPa

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction SLU)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-360.54	365.59	0.00	0.000	125.83
2	-277.34	281.22	0.00	0.000	96.79
3	-275.17	281.62	6.00	0.000	96.93
4	-275.17	281.62	6.00	0.000	96.93

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-277.34	281.22	0.00

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY



Verification of bearing capacity

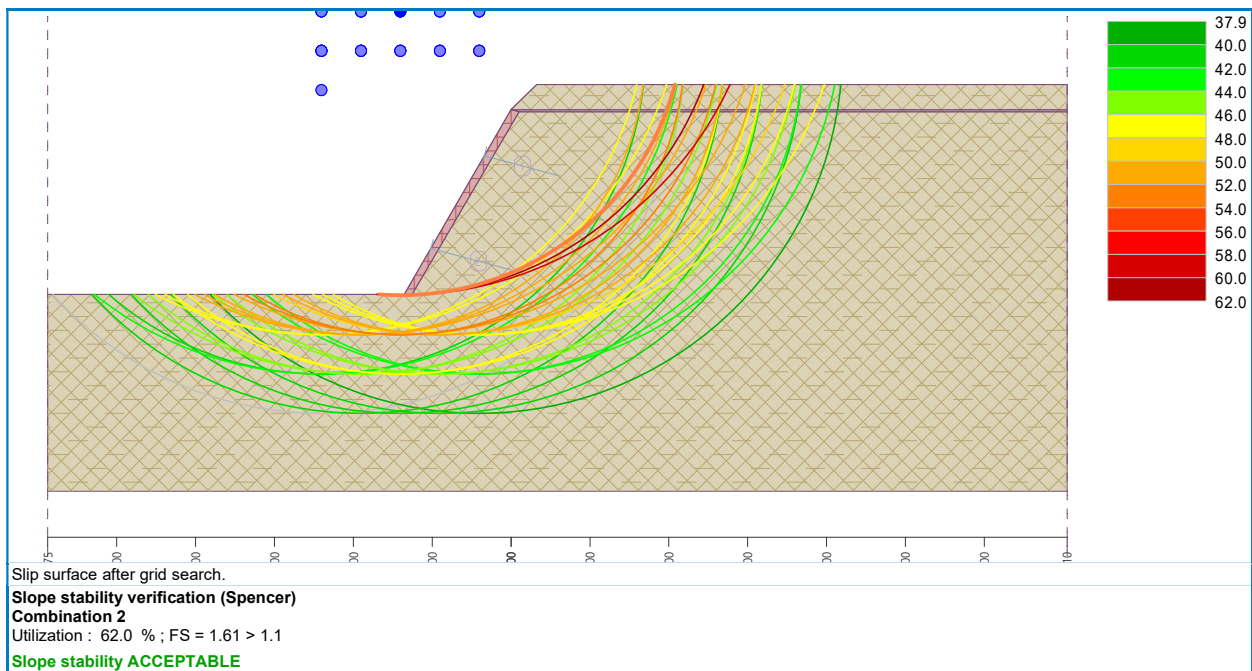
Max. stress at footing bottom $\sigma = 125.83 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 680.00 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Slope stability analysis SLU



Input data (Stage of construction SLV (-))

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0.0480$

Factor of vertical acceleration $K_v = -0.0240$

Water below the GWT is restricted.

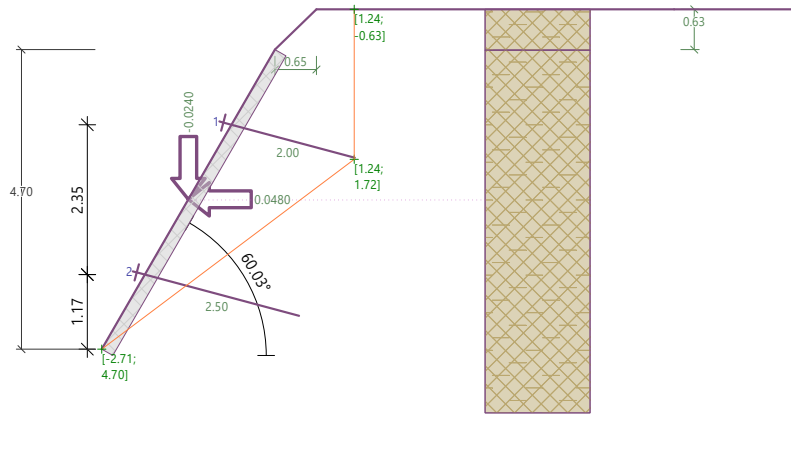
Settings of the stage of construction

Design situation : seismic

Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 3 (Stage of construction SLV (-))



Broken slip surface after optimization :

- Slip surface angle = 37.00 °
- Origin of slip surface at a depth of = 4.70 m
- Gravity force = 176.69 kN/m
- Overall force carried by nails behind slip surf. = 15.09 kN/m
- Forces on slip surf. driving (grav.force) = 111.44 kN/m
- Forces on slip surf. driving (pressure) = 2.37 kN/m
- Forces on slip surf. resist. (soil) = 201.50 kN/m
- Forces on slip surf. resist. (nails) = 9.29 kN/m

Resisting force = 210.79 kN/m > 113.81 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 5 (Stage of construction SLV (-))

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0.00	4.19
2	0.01	4.18
3	1.65	2.72
4	4.70	0.00

Verification of nails bearing capacity



Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

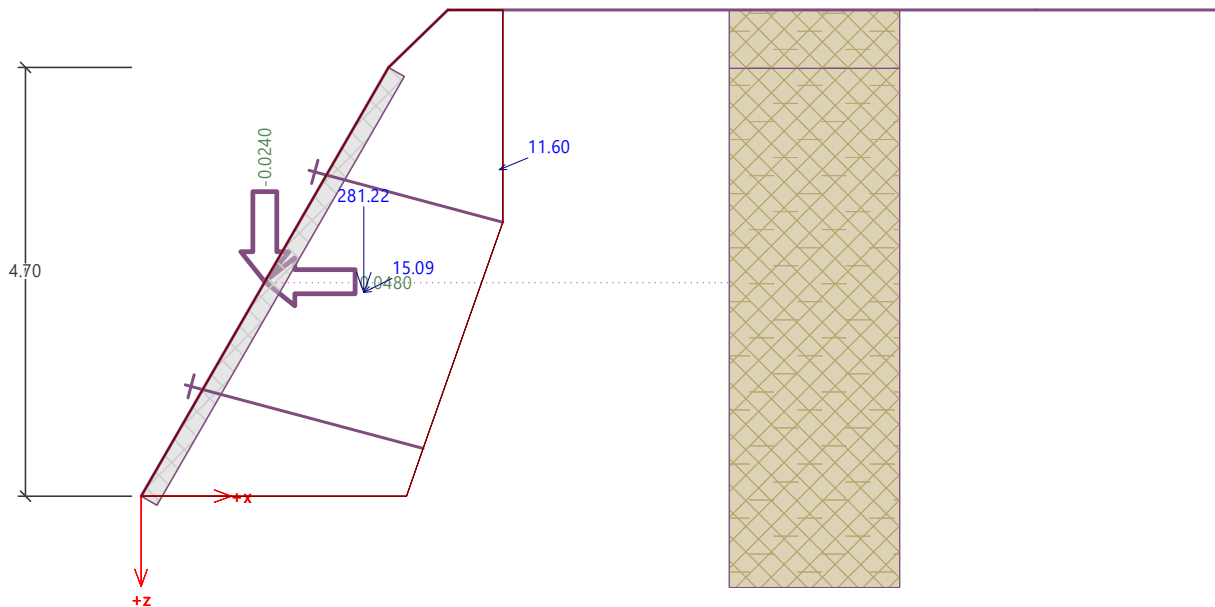
Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	1.18	D=32 mm	32.99	13.04	is satisfactory
2	3.53	D=32 mm	41.24	4.30	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 1.

Nail bearing capacity = 32.99 kN > 13.04 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction SLV (-))



Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	Φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	0.64	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
2	1.69	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
3	2.48	-19.38	28.00	25.00	25.00	28.00	0.192	



Layer No.	Thickness [m]	α [°]	Φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
4	0.52	-19.38	28.00	25.00	25.00	28.00	0.192	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.64	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.64	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.33	58.19	0.00	0.00	0.00	0.00
3	2.33	58.19	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.81	120.18	0.00	0.00	0.00	0.00
4	4.81	120.18	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.33	133.25	0.00	0.00	0.00	0.00

Earthquake effects (active earth pressure) - partial results

Layer No.	Thickness [m]	Φ_d [°]	β [°]	ψ [°]	K_a	K_{ae}	$K_{ae}-K_a$	Comment
1	0.64	28.00	0.00	2.68	0.319	0.353	0.034	
2	1.69	28.00	0.00	2.68	0.319	0.353	0.034	
3	2.48	28.00	0.00	2.68	0.192	0.221	0.029	
4	0.52	28.00	0.00	2.68	0.192	0.221	0.029	

Earthquake effects (active earth pressure)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_D [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vertical comp. [kPa]
1	0.00	0.00	136.45	4.62	4.08	2.17
	0.64	16.38	120.06	4.07	3.59	1.91



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_D [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vertical comp. [kPa]
2	0.64	16.38	120.06	4.07	3.59	1.91
	2.33	59.59	76.86	2.60	2.30	1.22
3	2.33	59.59	76.86	2.21	2.19	0.33
	4.81	123.06	13.39	0.39	0.38	0.06
4	4.81	123.06	13.39	0.39	0.38	0.06
	5.33	136.45	0.00	0.00	0.00	0.00

Forces acting on construction - combination 1

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-2.23	281.22	2.44	1.000	1.000	1.000
Earthquake - soil wedge	13.50	-2.23	6.75	2.44	1.000	1.000	1.000
Active pressure	0.00	-5.33	0.00	3.96	1.000	1.000	1.000
Earthq.- act.pressure	10.71	-3.58	4.45	3.92	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 719.78$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 68.46$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 228.12$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 24.21$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 100.64 kPa

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction SLV (-))



Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-226.51	292.42	24.21	0.000	100.64
2	-226.51	292.42	24.21	0.000	100.64
3	-226.51	292.42	24.21	0.000	100.64

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-226.51	292.42	24.21

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 100.64$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 680.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Dimensioning No. 1 (Stage of construction SLV (-))

Input data

Mesh type : Q335A (8,0x8,0/150x150 [mm])

Area of horizontal reinforcement $A_{hor} = 2 \times 335.1$ mm²/m

Area of vertical reinforcement $A_{vert} = 2 \times 335.1$ mm²/m

Distance of mesh center from back side $h_1 = 50.0$ mm

Distance of mesh center from front face $h_2 = 50.0$ mm

Dimensioning of concrete cover

**Vertical direction - back**

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{\max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 19.15 \text{ kNm/m} > 2.67 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Horizontal direction - back

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{\max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 19.15 \text{ kNm/m} > 1.05 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Vertical direction - front

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{\max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = -19.15 \text{ kNm/m} > -0.15 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Horizontal direction - front

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{\max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = -19.15 \text{ kNm/m} > -0.52 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Design principles

Reinforcement ratio $\rho = 0.22 \% > 0.15 \% = \rho_{\min}$

Cross-section is SATISFACTORY.

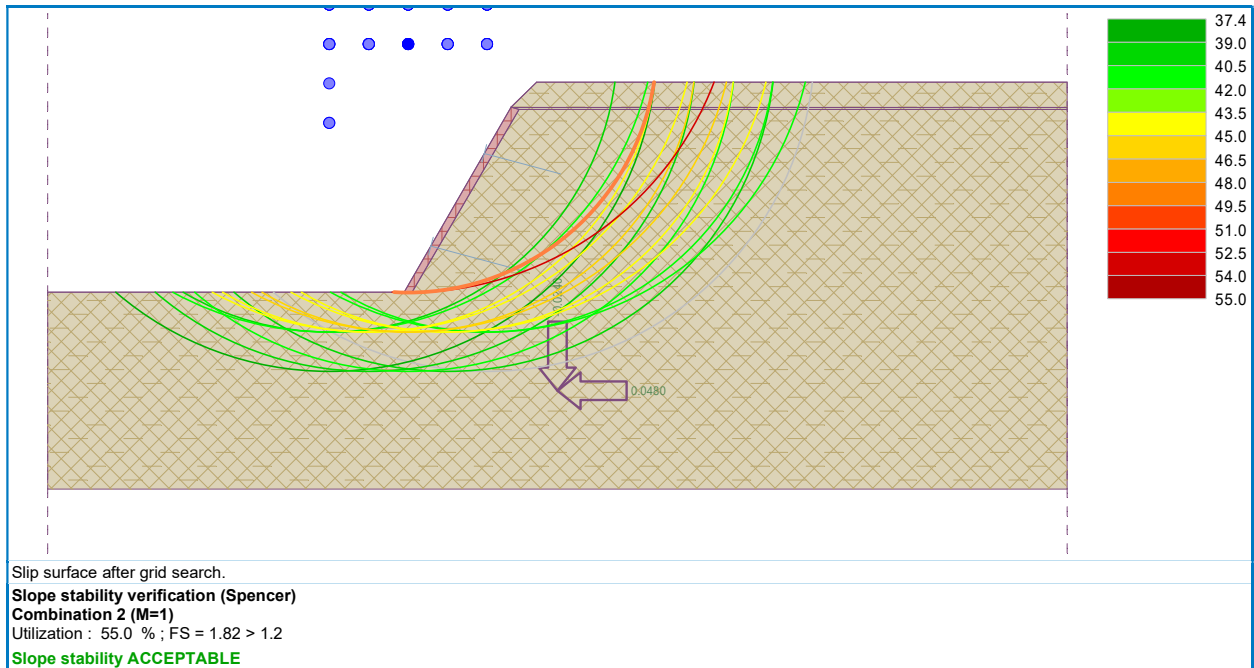
Verification on shear

Ultimate shear force $V_{Rd} = 74.25 \text{ kN/m} > 4.32 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Overall verification is SATISFACTORY

Slope stability analysis SLV (-)



8.3.3 Verifica sezione n.11

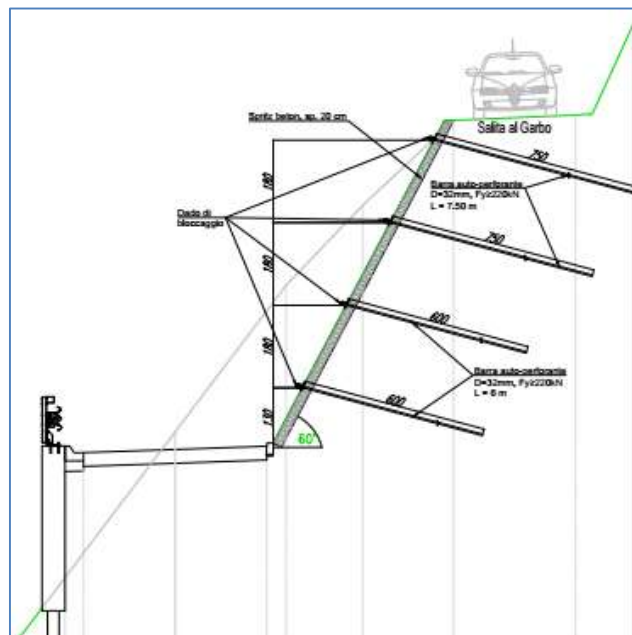


Figura 8.23 Sezione n.11.

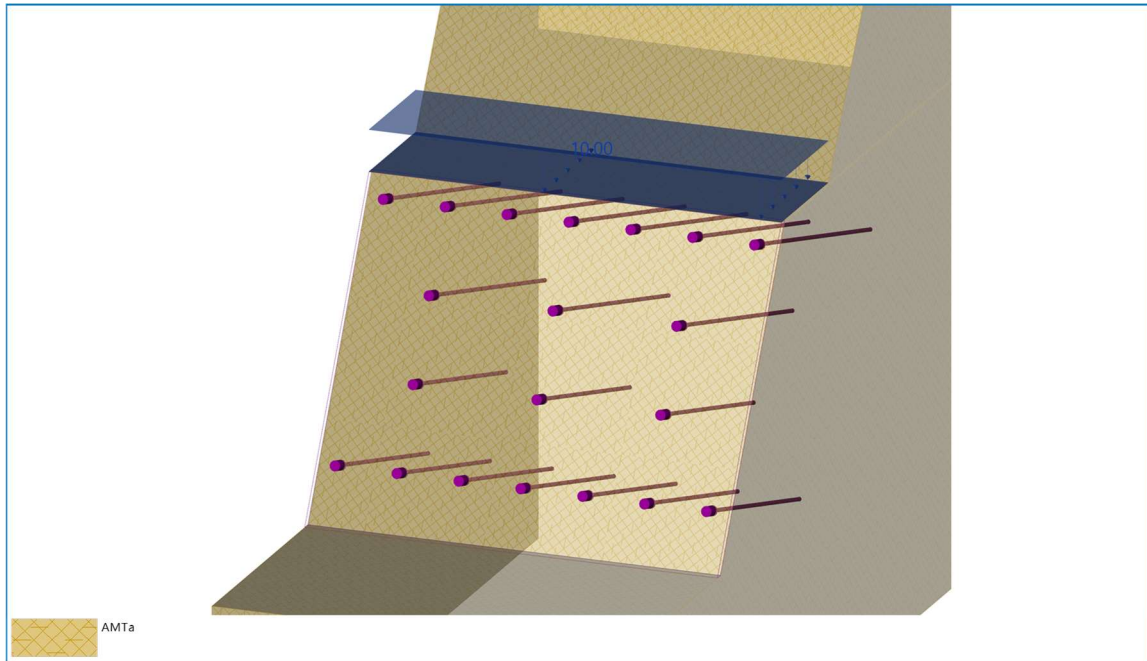


Figura 8.24 Vista 3D della sezione n.11.

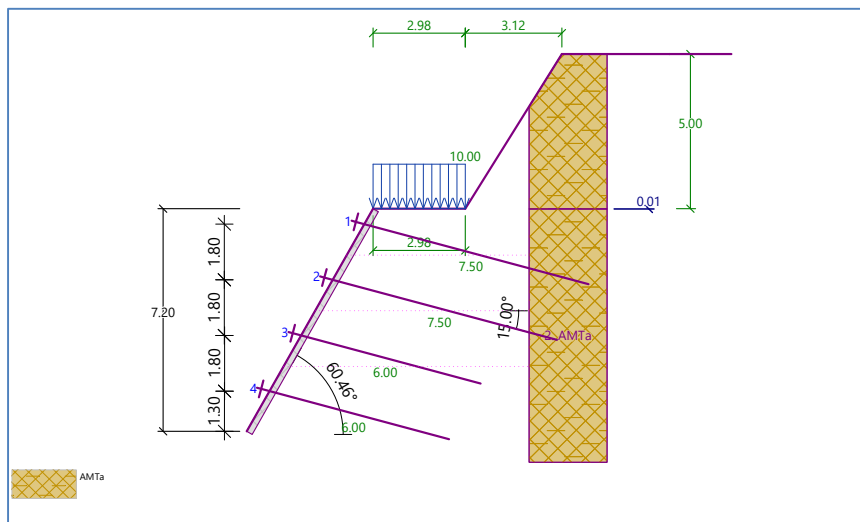


Figura 8.25 Schema geometrico dell'intervento - sezione n.11.

La sezione è caratterizzata da un'inclinazione di circa 60°, si considerano n.4 file di barre distanziate 1.8 m sulla verticale e inclinate di 15° sull'orizzontale, il passo sul piano orizzontale delle file n.1 e n.4 è pari a 1.5 m mentre il passo delle file n.2 e n.3 è pari a 3 m (figure 8.24 e 8.25). La copertura è realizzata con calcestruzzo proiettato (spritz beton) dello spessore di 20 cm ed armato con doppia rete in acciaio Ø8/150x150 mm (copriferro 5 cm) (figura 8.26).

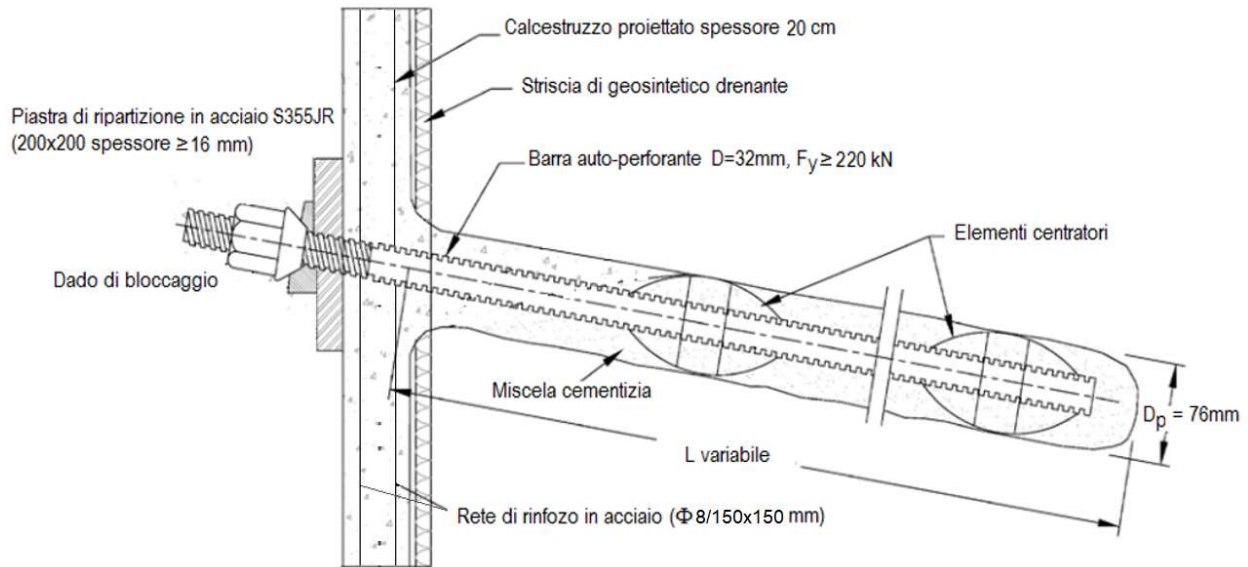


Figura 8.26 Schema tipo barra e rivestimento sezione n. 11.

Analysis of nailed slope

Input data

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Verification methodology : according to EN 1997

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0.333

Design approach : 1 - reduction of actions and soil parameters

Stability analysis

Verification methodology : according to EN 1997

Design approach : 1 - reduction of actions and soil parameters

Geometry of structure



Thickness of concrete cover $h = 0.20$ m

No.	Depth	Coordinate
	z [m]	x [m]
1	0.00	0.00
2	7.20	-4.08

Type of nails

No.	Name	Nail type	Tensile strength R_t [kN]	Pull out resistance T_p [kN/m]	Nail head strength R_f [kN]
1	BARRA	D=32 mm	191	16.5	46.40

Geometry of nails

Overall number of nails - 4

Inclination of nails from horizontal dir. = 15.00°

Nail	Depth [m]	Distance to bench [m]	Length [m]	Spacing [m]	Type of nail
1	0.50	1.00	7.50	1.50	D=32 mm
2	2.30	1.00	7.50	3.00	D=32 mm
3	4.10	1.00	6.00	3.00	D=32 mm
4	5.90	1.30	6.00	1.50	D=32 mm

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete: C 25/30

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 25.00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 2.60$ MPa

Longitudinal steel: B450C

Yield strength $f_{yk} = 450.00$ MPa

Soil parameters

AMTa

Unit weight : $\gamma = 25.00$ kN/m³



Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\Phi_{ef} = 28.00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 25.00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 28.00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	Yes		variable	10.00		0.00	2.98	on terrain

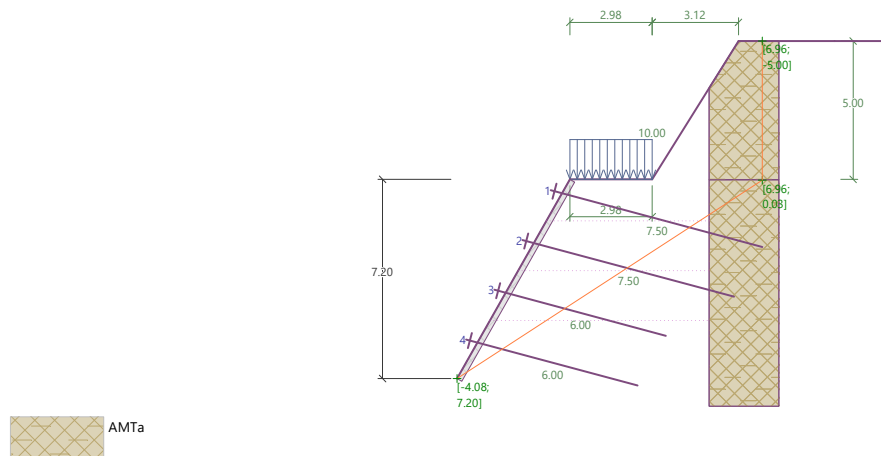
No.	Name
1	Strada

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent
 Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 3 (Stage of construction SLU – Combination 1)



Broken slip surface after optimization :

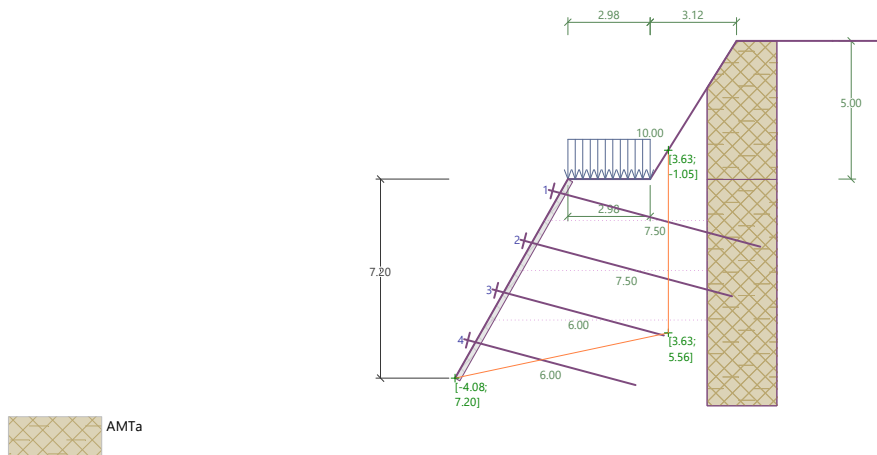


Slip surface angle	= 33.00 °
Origin of slip surface at a depth of	= 7.20 m
Gravity force	= 1257.93 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf.	= 106.63 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force)	= 685.12 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure)	= 20.70 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil)	= 932.21 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails)	= 71.35 kN/m

Resisting force = 1003.56 kN/m > 705.81 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 4 (Stage of construction SLU – Combination 2)



Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle	= 12.00 °
Origin of slip surface at a depth of	= 7.20 m
Gravity force	= 910.55 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf.	= 39.06 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force)	= 189.31 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure)	= 302.64 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil)	= 544.13 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails)	= 34.80 kN/m

Resisting force = 578.93 kN/m > 491.95 kN/m = shear force.



Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 5 (Stage of construction SLU – Combination 1)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.01	0.00
4	0.03	0.00
5	0.75	0.00
6	1.58	0.00
7	1.70	0.00
8	2.28	0.00
9	2.48	0.00
10	3.30	1.85
11	5.47	6.82
12	7.20	14.49

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	0.50	GEWI D=32 mm	122.09	0.00	is satisfactory
2	2.30	GEWI D=32 mm	122.09	2.01	is satisfactory
3	4.10	GEWI D=32 mm	97.67	18.61	is satisfactory
4	5.90	GEWI D=32 mm	97.67	27.43	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 4.

Nail bearing capacity = 97.67 kN > 27.43 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY



Analysis No. 6 (Stage of construction SLU – Combination 2)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.01	0.00
4	0.02	0.00
5	1.58	0.00
6	1.79	0.00
7	2.05	0.00
8	2.13	0.00
9	2.21	4.85
10	2.21	4.81
11	3.23	14.48
12	3.23	9.66
13	3.79	14.98
14	5.76	24.70
15	7.20	31.80

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	0.50	GEWI D=32 mm	122.09	0.00	is satisfactory
2	2.30	GEWI D=32 mm	122.09	28.22	is satisfactory
3	4.10	GEWI D=32 mm	97.67	79.23	is satisfactory



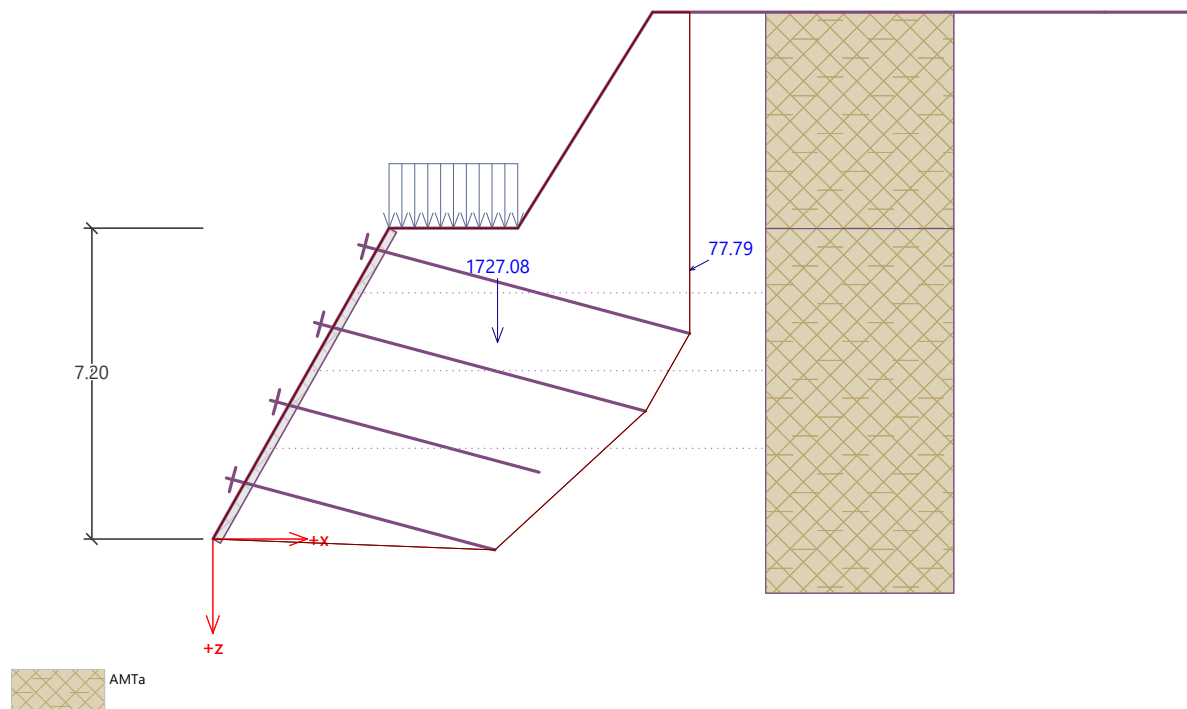
Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
4	5.90	GEWI D=32 mm	97.67	73.78	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 3.

Nail bearing capacity = 97.67 kN > 79.23 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction SLU)



Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	3.03	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
2	1.98	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
3	2.43	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
4	1.50	-29.54	28.00	25.00	25.00	28.00	0.137	
5	0.30	-29.54	28.00	25.00	25.00	28.00	0.137	



Layer No.	Thickness [m]	α [°]	Φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
6	1.41	-47.37(-45.00)	28.00	25.00	25.00	28.00	0.058	MODIFIED
7	1.80	-47.37(-45.00)	28.00	25.00	25.00	28.00	0.058	MODIFIED

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.03	75.69	0.00	0.00	0.00	0.00
2	3.03	75.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.01	125.25	0.00	15.81	13.96	7.42
3	5.01	125.25	0.00	15.81	13.96	7.42
	7.44	186.03	0.00	35.19	31.07	16.52
4	7.44	186.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	8.94	223.44	0.00	0.00	0.00	0.00
5	8.94	223.44	0.00	0.00	0.00	0.00
	9.24	231.03	0.00	1.04	1.04	-0.03
6	9.24	231.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.65	266.32	0.00	0.00	0.00	0.00
7	10.65	266.32	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.45	311.32	0.00	0.00	0.00	0.00

Forces acting on construction - combination 1

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overturn.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-4.55	1727.08	6.59	1.000	1.000	1.300
Active pressure	68.72	-6.22	36.45	11.04	1.300	1.300	1.300

Verification of complete wall



Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 11911.36$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 555.92$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 1106.81$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 89.34$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 350.97 kPa

Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	Φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	2.24	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
2	2.77	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
3	2.43	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
4	1.80	-29.54	23.04	20.00	25.00	23.04	0.199	
5	1.41	-47.37(-45.00)	23.04	20.00	25.00	23.04	0.110	MODIFIED
6	1.80	-47.37(-45.00)	23.04	20.00	25.00	23.04	0.110	MODIFIED

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m]	End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2.24		56.12	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2.24		56.12	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.01		125.25	0.00	26.36	24.25	10.32



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
3	5.01	125.25	0.00	26.36	24.25	10.32
	7.44	186.03	0.00	49.53	45.58	19.39
4	7.44	186.03	0.00	8.35	8.29	-0.94
	9.24	231.03	0.00	17.30	17.19	-1.96
5	9.24	231.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.65	266.32	0.00	0.00	0.00	0.00
6	10.65	266.32	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.45	311.32	0.00	0.00	0.00	0.00

Forces acting on construction - combination 2

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-4.55	1727.08	6.59	1.000	1.000	1.000
Active pressure	141.35	-6.05	47.76	11.07	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 11916.99$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 854.77$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 885.60$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 141.35$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 271.71 kPa

Warning - allowable range of input data exceeded during pressure analysis!

The analysis is carried out with the modified value of structure inclination α .



Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction SLU)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-7284.04	2292.59	89.34	0.000	350.97
2	-5559.84	1774.47	89.34	0.000	271.65
3	-5265.39	1774.84	141.35	0.000	271.71
4	-5265.39	1774.84	141.35	0.000	271.71

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-5603.10	1763.53	68.72

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

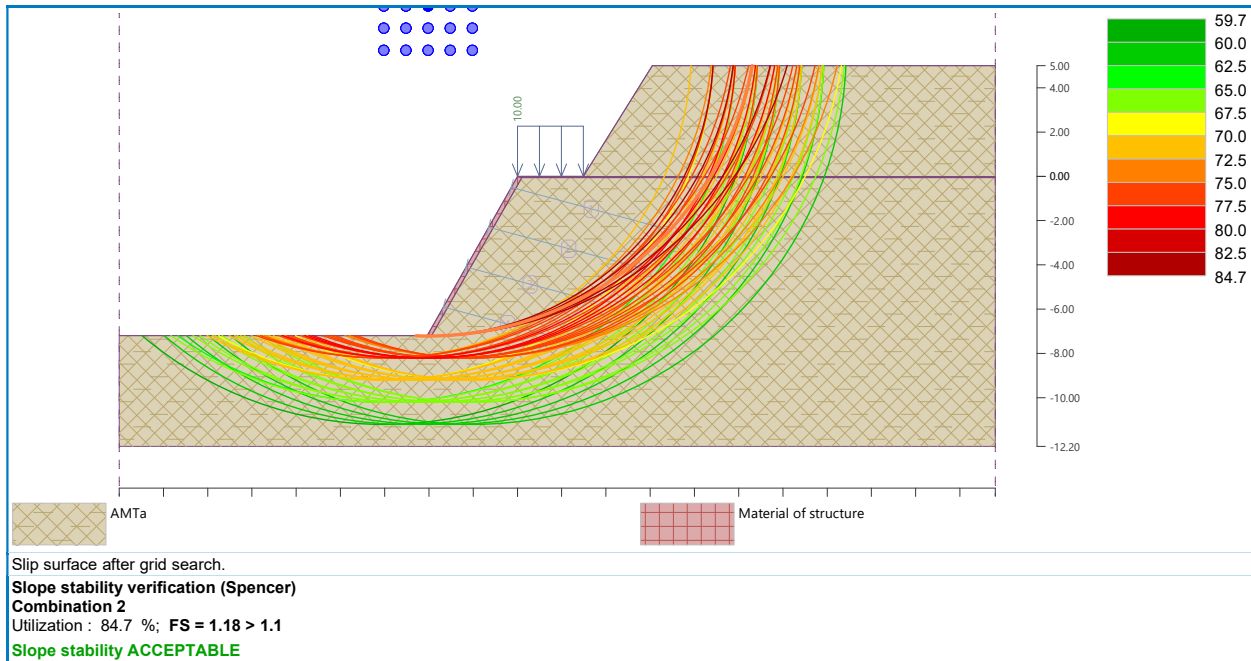
Max. stress at footing bottom $\sigma = 350.97$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 680.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Slope stability analysis (SLU)



Input data (Stage of construction SLV (-))

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0.0480$

Factor of vertical acceleration $K_v = -0.0240$

Water below the GWT is restricted.

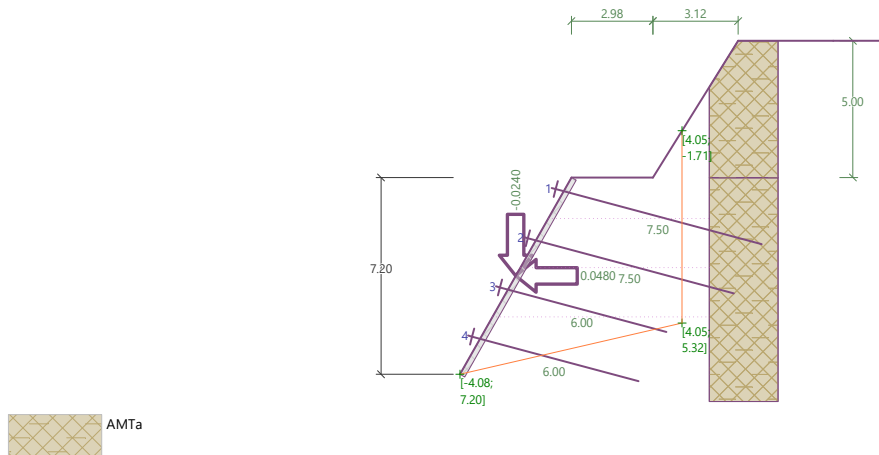
Settings of the stage of construction

Design situation : seismic

Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 3 (Stage of construction SLV (-))



Broken slip surface after optimization :

- Slip surface angle = 13.00 °
 - Origin of slip surface at a depth of = 7.20 m
 - Gravity force = 950.40 kN/m
 - Overall force carried by nails behind slip surf. = 41.88 kN/m
 - Forces on slip surf. driving (grav.force) = 224.06 kN/m
 - Forces on slip surf. driving (pressure) = 422.44 kN/m
 - Forces on slip surf. resist. (soil) = 687.76 kN/m
 - Forces on slip surf. resist. (nails) = 36.98 kN/m
- Resisting force = 724.74 kN/m > 646.50 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 5 (Stage of construction SLV (-))

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0.00	36.56
2	0.01	36.51
3	0.75	32.77
4	1.58	28.52
5	1.70	27.93



Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
6	2.28	24.98
7	2.48	23.95
8	5.47	14.01
9	7.20	11.14

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

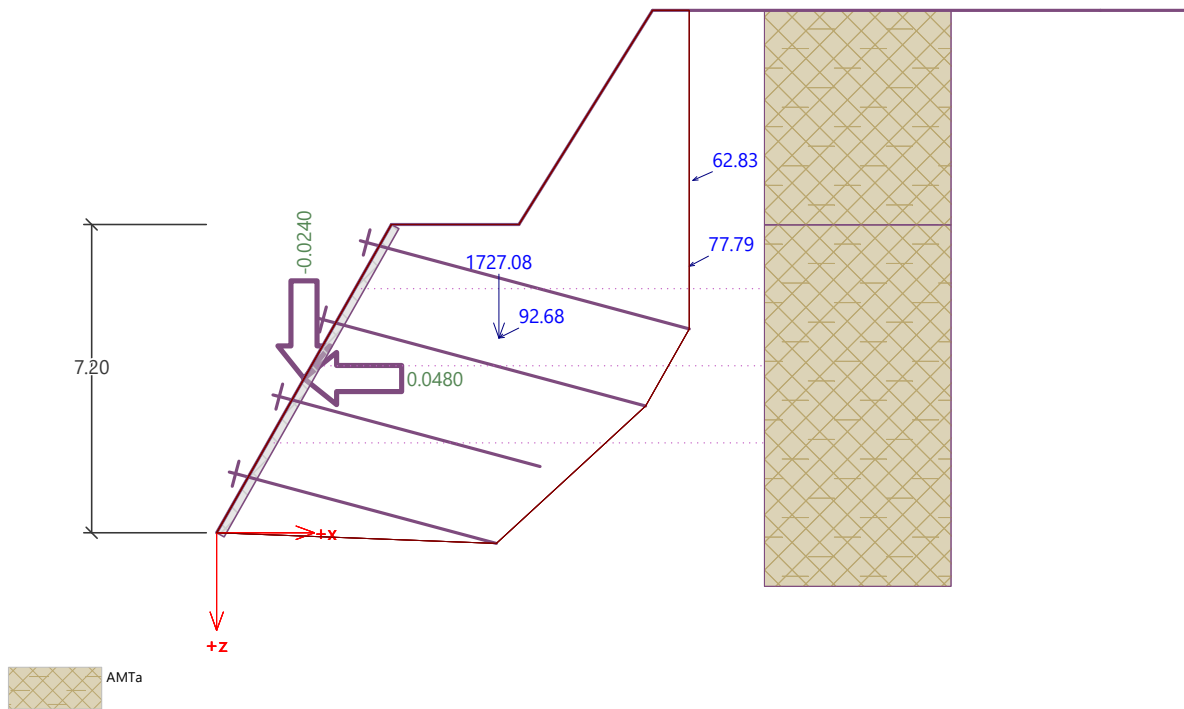
Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	0.50	GEWI D=32 mm	122.09	64.85	is satisfactory
2	2.30	GEWI D=32 mm	122.09	117.37	is satisfactory
3	4.10	GEWI D=32 mm	97.67	86.71	is satisfactory
4	5.90	GEWI D=32 mm	97.67	35.88	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 2.

Nail bearing capacity = 122.09 kN > 117.37 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction SLV (-))



Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	Φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	3.03	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
2	1.98	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
3	2.43	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
4	1.50	-29.54	28.00	25.00	25.00	28.00	0.137	
5	0.30	-29.54	28.00	25.00	25.00	28.00	0.137	
6	1.41	-47.37(-45.00)	28.00	25.00	25.00	28.00	0.058	MODIFIED
7	1.80	-47.37(-45.00)	28.00	25.00	25.00	28.00	0.058	MODIFIED

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m]	End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	3.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.03		75.69	0.00	0.00	0.00	0.00



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
2	3.03	75.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.01	125.25	0.00	15.81	13.96	7.42
3	5.01	125.25	0.00	15.81	13.96	7.42
	7.44	186.03	0.00	35.19	31.07	16.52
4	7.44	186.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	8.94	223.44	0.00	0.00	0.00	0.00
5	8.94	223.44	0.00	0.00	0.00	0.00
	9.24	231.03	0.00	1.04	1.04	-0.03
6	9.24	231.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.65	266.32	0.00	0.00	0.00	0.00
7	10.65	266.32	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.45	311.32	0.00	0.00	0.00	0.00

Earthquake effects (active earth pressure) - partial results

Layer No.	Thickness [m]	φ_d [°]	β [°]	ψ [°]	K_a	K_{ae}	$K_{ae}-K_a$	Comment
1	3.03	28.00	0.00	2.68	0.319	0.353	0.034	
2	1.98	28.00	0.00	2.68	0.319	0.353	0.034	
3	2.43	28.00	0.00	2.68	0.319	0.353	0.034	
4	1.50	28.00	0.00	2.68	0.137	0.163	0.027	
5	0.30	28.00	0.00	2.68	0.137	0.163	0.027	
6	1.41	28.00	0.00	2.68	0.058	0.079	0.022	
7	1.80	28.00	0.00	2.68	0.058	0.079	0.022	

Earthquake effects (active earth pressure)



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_D [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vertical comp. [kPa]
1	0.00	0.00	318.79	10.80	9.54	5.07
	3.03	77.51	241.29	8.17	7.22	3.84
2	3.03	77.51	241.29	8.17	7.22	3.84
	5.01	128.26	190.54	6.45	5.70	3.03
3	5.01	128.26	190.54	6.45	5.70	3.03
	7.44	190.49	128.30	4.35	3.84	2.04
4	7.44	190.49	128.30	3.41	3.41	-0.09
	8.94	228.80	89.99	2.40	2.39	-0.06
5	8.94	228.80	89.99	2.40	2.39	-0.06
	9.24	236.57	82.22	2.19	2.19	-0.06
6	9.24	236.57	82.22	1.77	1.67	-0.59
	10.65	272.71	46.08	0.99	0.93	-0.33
7	10.65	272.71	46.08	0.99	0.93	-0.33
	12.45	318.79	0.00	0.00	0.00	0.00

Forces acting on construction - combination 1

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-4.55	1727.08	6.59	1.000	1.000	1.000
Earthquake - soil wedge	82.90	-4.55	41.45	6.59	1.000	1.000	1.000
Active pressure	68.72	-6.22	36.45	11.04	1.000	1.000	1.000
Earthq.- act.pressure	57.48	-8.23	25.38	11.12	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 12346.27$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 1277.60$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY



Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 1136.52$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 209.10$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 280.20 kPa

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction SLV (-))

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-5090.51	1830.36	209.10	0.000	280.20
2	-5090.51	1830.36	209.10	0.000	280.20
3	-5090.51	1830.36	209.10	0.000	280.20

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-5090.51	1830.36	209.10

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 280.20$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 680.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY



Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Verifica doppia rete d'armatura (Stage of construction SLV (-))

Input data

Mesh type : Q335A (8,0x8,0/150x150 [mm])

Area of horizontal reinforcement $A_{hor} = 2 \times 335.1 \text{ mm}^2/m$

Area of vertical reinforcement $A_{vert} = 2 \times 335.1 \text{ mm}^2/m$

Distance of mesh center from back side $h_1 = 50.0 \text{ mm}$

Distance of mesh center from front face $h_2 = 50.0 \text{ mm}$

Dimensioning of concrete cover

Vertical direction - back

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 19.15 \text{ kNm/m} > 17.51 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Horizontal direction - back

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 19.15 \text{ kNm/m} > 18.52 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Vertical direction - front

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = -19.15 \text{ kNm/m} > -1.99 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Horizontal direction - front

Position of neutral axis $x = 0.01 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = -19.15 \text{ kNm/m} > -9.26 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Design principles

Reinforcement ratio $\rho = 0.22 \% > 0.15 \% = \rho_{min}$

Cross-section is SATISFACTORY.

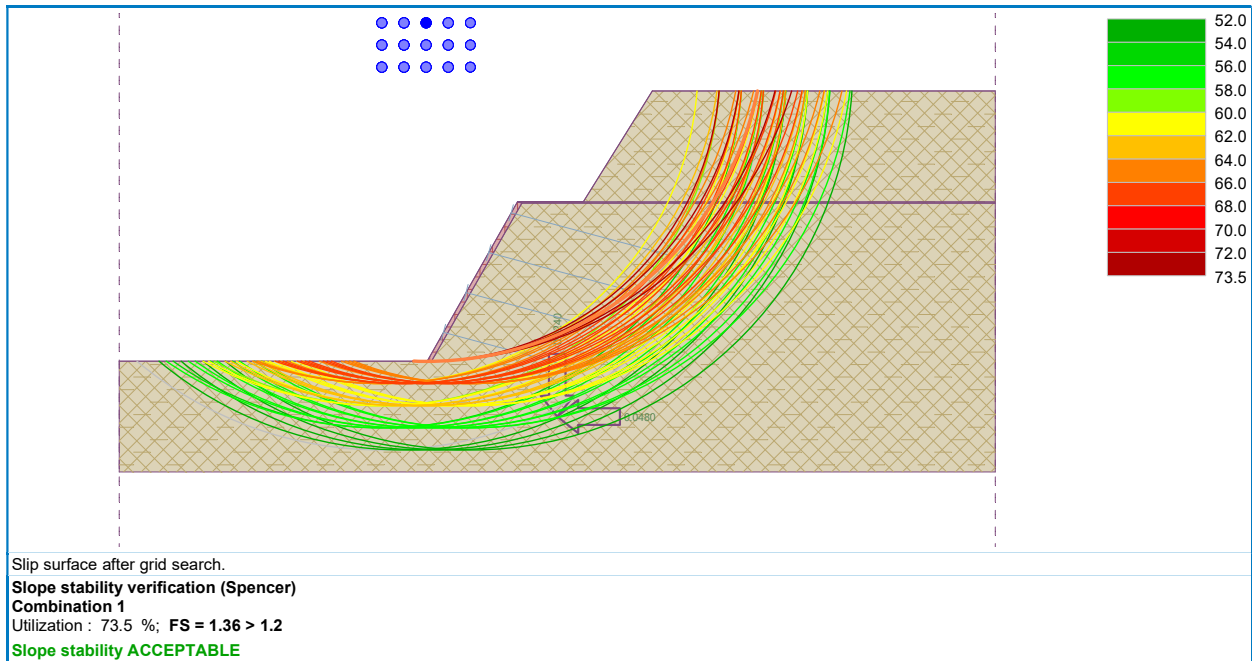
Verification on shear

Ultimate shear force $V_{Rd} = 74.25 \text{ kN/m} > 37.05 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Overall verification is SATISFACTORY

Slope stability analysis (SLV (-))



8.3.4 Verifica sezione n.17

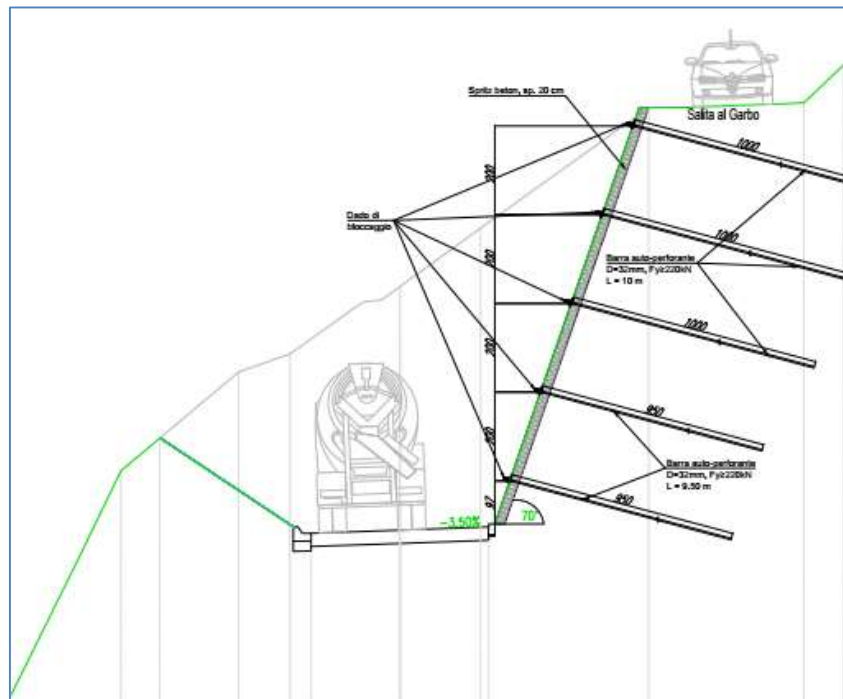


Figura 8.27 Sezione n.17.

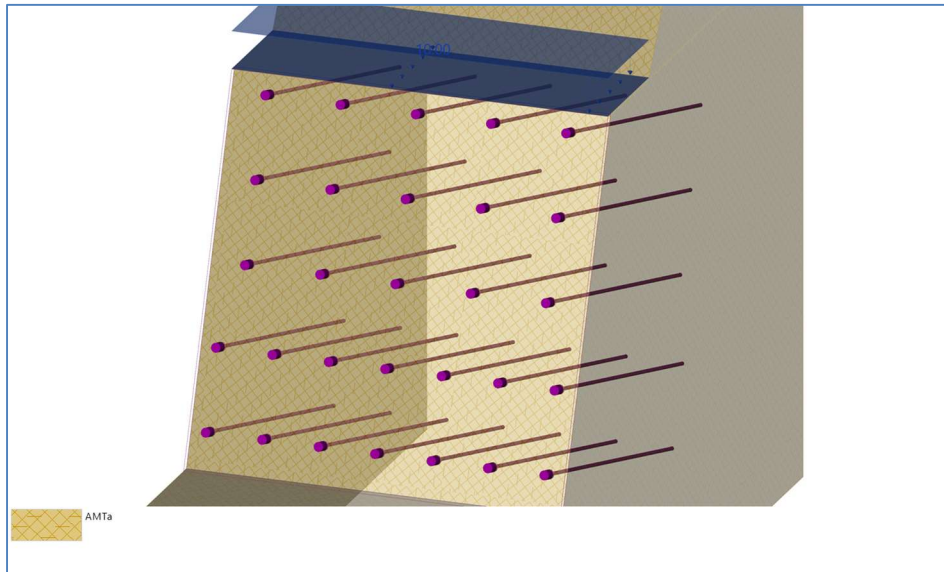


Figura 8.28 Vista 3D della sezione n.17.

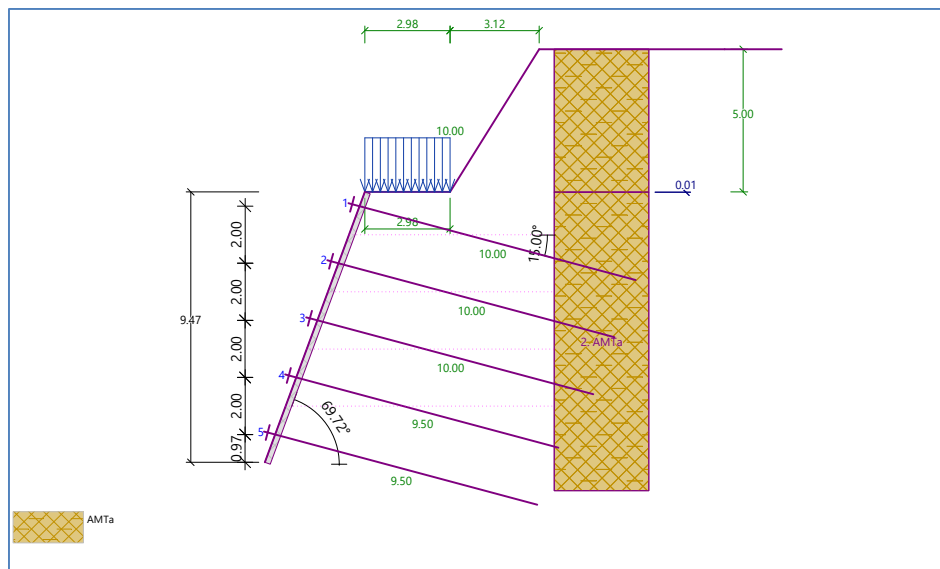


Figura 8.29 Schema geometrico dell'intervento - sezione n.17.

La sezione è caratterizzata da un'inclinazione di circa 70° , si considerano n.5 file di barre distanziate 2 m sulla verticale e inclinate di 15° sull'orizzontale, il passo sul piano orizzontale delle file n.1, n.2 e n.3 è pari a 2 m mentre il passo delle file n.4 e n.5 è pari a 1.5 m (figure 8.28 e 8.29). La copertura è realizzata con calcestruzzo proiettato (spritz beton) dello spessore di 20 cm ed armato con doppia rete in acciaio $\varnothing 10/100 \times 100$ mm (copriferro 5 cm) (figura 8.30).

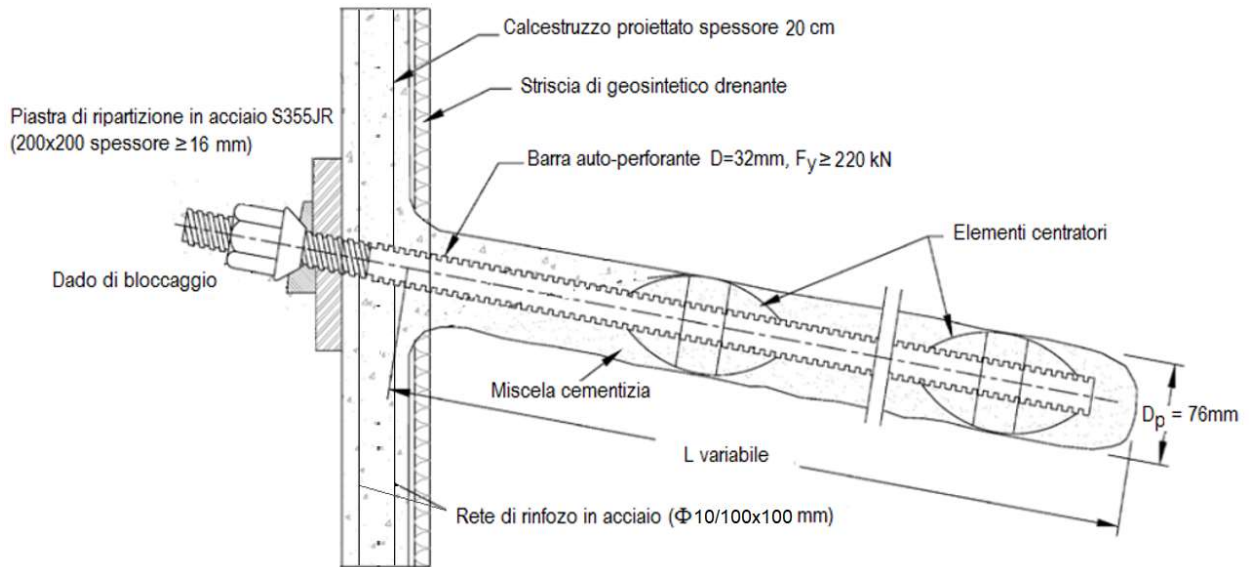


Figura 8.30 Schema tipo barra e rivestimento sezione n.17.

Analysis of nailed slope

Input data

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)

Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Verification methodology : according to EN 1997

Active earth pressure calculation : Coulomb

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe

Shape of earth wedge : Calculate as skew

Allowable eccentricity : 0.333

Design approach : 1 - reduction of actions and soil parameters

Stability analysis



Verification methodology : according to EN 1997

Design approach : 1 - reduction of actions and soil parameters

Geometry of structure

Thickness of concrete cover $h = 0.20$ m

No.	Depth	Coordinate
	z [m]	x [m]
1	0.00	0.00
2	9.47	-3.50

Type of nails

No.	Name	Nail type	Tensile strength	Pull out resistance	Nail head strength
			R_t [kN]	T_p [kN/m]	R_f [kN]
1	BARRA	D=32 mm	191.00	16.5	65.12

Geometry of nails

Overall number of nails - 5

Inclination of nails from horizontal dir. = 15.00 °

Nail	Depth [m]	Distance to bench [m]	Length [m]	Spacing [m]	Type of nail
1	0.50	1.00	10.00	2.00	D=32 mm
2	2.50	1.00	10.00	2.00	D=32 mm
3	4.50	1.00	10.00	2.00	D=32 mm
4	6.50	1.00	9.50	1.50	D=32 mm
5	8.50	0.97	9.50	1.50	D=32 mm

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete: C 25/30

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 25.00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 2.60$ MPa

Longitudinal steel: B450C



Yield strength $f_{yk} = 450.00$ MPa

Soil parameters

AMTa

Unit weight : $\gamma = 25.00$ kN/m³

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 28.00$ °

Cohesion of soil : $c_{ef} = 25.00$ kPa

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 28.00$ °

Soil : cohesionless

Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 25.00$ kN/m³

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	Yes		variable	10.00		0.00	2.98	on terrain

No.	Name
1	Strada

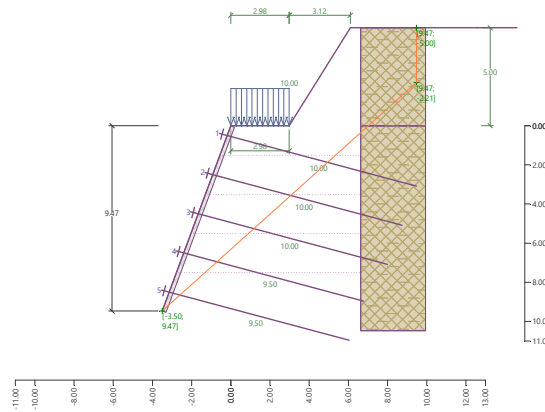
Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 3 (Stage of construction SLU - Combination 1)



Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 42.00 °

Origin of slip surface at a depth of = 9.47 m

Gravity force = 1838.13 kN/m

Overall force carried by nails behind slip surf. = 250.32 kN/m

Forces on slip surf. driving (grav.force) = 1229.95 kN/m

Forces on slip surf. driving (pressure) = 0.00 kN/m

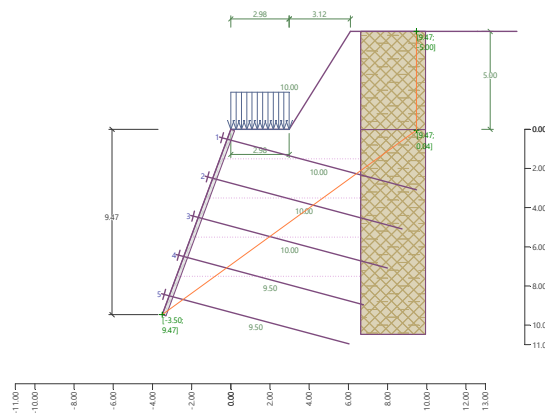
Forces on slip surf. resist. (soil) = 1274.41 kN/m

Forces on slip surf. resist. (nails) = 136.33 kN/m

Resisting force = 1410.74 kN/m > 1229.95 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 4 (Stage of construction SLU - Combination 2)



Broken slip surface after optimization :



Slip surface angle	= 36.00 °
Origin of slip surface at a depth of	= 9.47 m
Gravity force	= 1784.14 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf.	= 229.63 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force)	= 1048.69 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure)	= 36.38 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil)	= 1010.63 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails)	= 144.51 kN/m

Resisting force = 1155.14 kN/m > 1085.07 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 5 (Stage of construction SLU - Combination 1)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth	Pressure
	[m]	[kPa]
1	0.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.01	0.00
4	0.03	0.00
5	0.06	0.00
6	1.58	0.00
7	1.80	0.00
8	2.14	0.00
9	2.23	0.00
10	2.31	4.40
11	2.31	4.34
12	3.71	18.76
13	3.71	14.29
14	4.26	19.92



Point	Depth	Pressure
	[m]	[kPa]
15	5.96	30.15
16	9.47	51.34

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

Nail	Depth	Type of nails	Nail bearing capacity	Nail force	Verification
	h [m]		[kN]	[kN]	
1	0.50	D=32 mm	162.79	0.00	is satisfactory
2	2.50	D=32 mm	162.79	22.32	is satisfactory
3	4.50	D=32 mm	162.79	74.73	is satisfactory
4	6.50	D=32 mm	154.65	88.25	is satisfactory
5	8.50	D=32 mm	154.65	118.05	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 5.

Nail bearing capacity = 154.65 kN > 118.05 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Analysis No. 6 (Stage of construction SLU - Combination 2)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth	Pressure
	[m]	[kPa]
1	0.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.01	0.00
4	0.02	0.00
5	1.58	0.00
6	1.81	0.00
7	1.87	0.00
8	2.11	5.98



Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
9	2.23	14.11
10	2.23	14.13
11	3.12	30.22
12	3.12	30.22
13	3.73	34.04
14	3.73	29.12
15	4.09	31.35
16	9.47	65.11

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

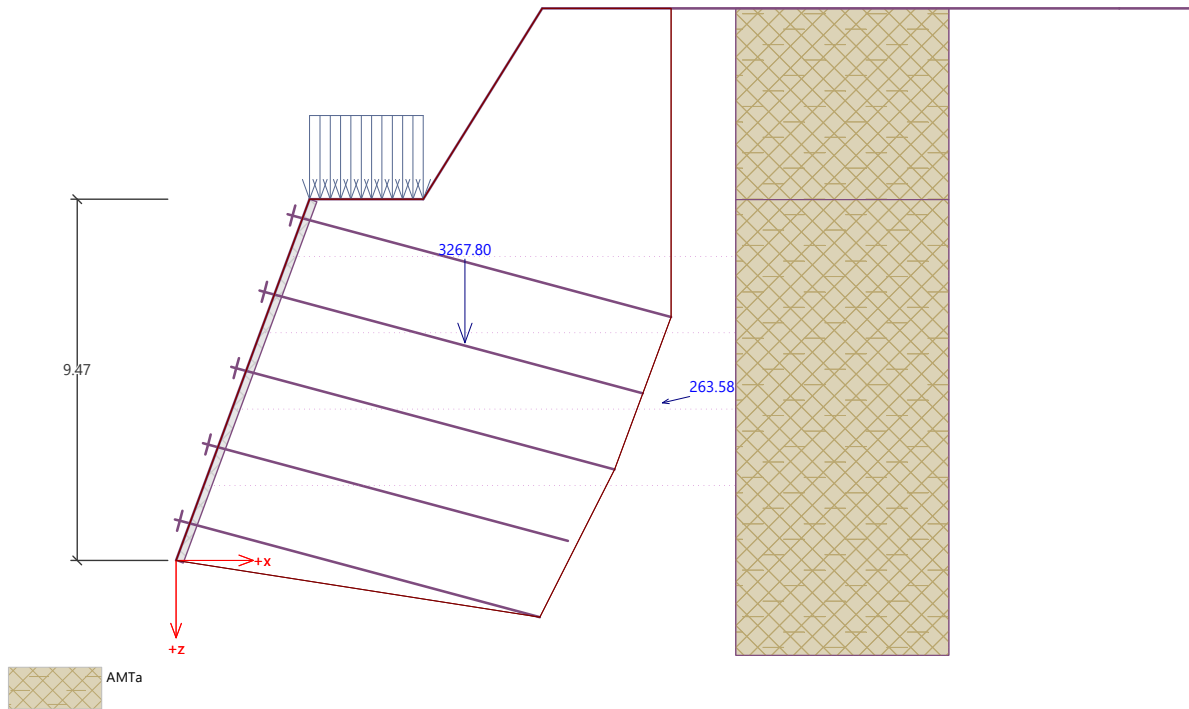
Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	0.50	D=32 mm	162.79	0.00	is satisfactory
2	2.50	D=32 mm	162.79	59.25	is satisfactory
3	4.50	D=32 mm	162.79	121.49	is satisfactory
4	6.50	D=32 mm	154.65	122.73	is satisfactory
5	8.50	D=32 mm	154.65	153.26	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 5.

Nail bearing capacity = 154.65 kN > 153.26 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction SLU)



Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	3.03	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
2	1.98	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
3	3.08	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
4	2.00	-20.28	28.00	25.00	25.00	28.00	0.187	
5	2.00	-20.28	28.00	25.00	25.00	28.00	0.187	
6	1.87	-26.87	28.00	25.00	25.00	28.00	0.151	
7	2.00	-26.87	28.00	25.00	25.00	28.00	0.151	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m]	End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	3.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.03		75.69	0.00	0.00	0.00	0.00



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
2	3.03	75.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.01	125.25	0.00	15.81	13.96	7.42
3	5.01	125.25	0.00	15.81	13.96	7.42
	8.09	202.20	0.00	40.35	35.62	18.94
4	8.09	202.20	0.00	9.98	9.89	1.34
	10.09	252.20	0.00	19.34	19.17	2.60
5	10.09	252.20	0.00	19.34	19.17	2.60
	12.09	302.20	0.00	28.70	28.44	3.85
6	12.09	302.20	0.00	15.91	15.91	0.31
	13.96	348.97	0.00	22.97	22.97	0.45
7	13.96	348.97	0.00	22.97	22.97	0.45
	15.96	398.97	0.00	30.52	30.51	0.60

Forces acting on construction - combination 1

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-5.71	3267.80	7.57	1.000	1.000	1.300
Active pressure	256.64	-4.13	60.08	12.75	1.300	1.300	1.300

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 25736.66$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 1378.49$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 2017.42$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 333.64$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY



Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 453.73 kPa

Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	2.24	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
2	2.77	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
3	3.08	0.00	23.04	20.00	25.00	23.04	0.381	
4	2.00	-20.28	23.04	20.00	25.00	23.04	0.251	
5	2.00	-20.28	23.04	20.00	25.00	23.04	0.251	
6	1.87	-26.87	23.04	20.00	25.00	23.04	0.214	
7	2.00	-26.87	23.04	20.00	25.00	23.04	0.214	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m]	End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		2.24	56.12	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2.24		56.12	0.00	0.00	0.00	0.00
		5.01	125.25	0.00	26.36	24.25	10.32
3	5.01		125.25	0.00	26.36	24.25	10.32
		8.09	202.20	0.00	55.70	51.25	21.80
4	8.09		202.20	0.00	25.13	25.10	1.21
		10.09	252.20	0.00	37.68	37.64	1.81
5	10.09		252.20	0.00	37.68	37.64	1.81
		12.09	302.20	0.00	50.24	50.18	2.42



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
6	12.09	302.20	0.00	36.92	36.84	-2.47
	13.96	348.97	0.00	46.92	46.82	-3.13
7	13.96	348.97	0.00	46.92	46.82	-3.13
	15.96	398.97	0.00	57.61	57.48	-3.85

Forces acting on construction - combination 2

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-5.71	3267.80	7.57	1.000	1.000	1.000
Active pressure	482.84	-4.00	58.74	13.40	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 25527.78$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 1929.35$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 1605.70$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 482.84$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 348.88 kPa

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction SLU)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-11155.44	4326.25	333.64	0.000	453.73



No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
2	-8406.89	3345.91	333.64	0.000	350.92
3	-7739.51	3326.54	482.84	0.000	348.88
4	-7739.51	3326.54	482.84	0.000	348.88

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-8581.11	3327.88	256.64

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

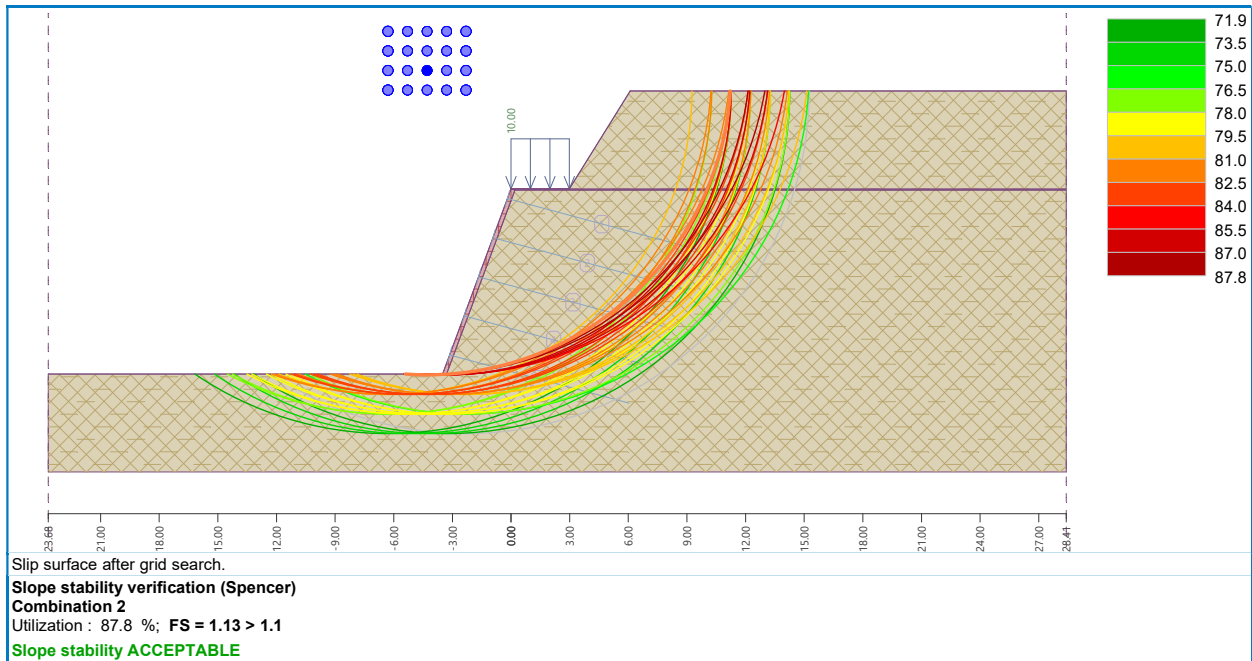
Max. stress at footing bottom $\sigma = 453.73$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 680.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Slope stability analysis (SLU)



Input data (Stage of construction SLV (-))

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0.0480$

Factor of vertical acceleration $K_v = -0.0240$

Water below the GWT is restricted.

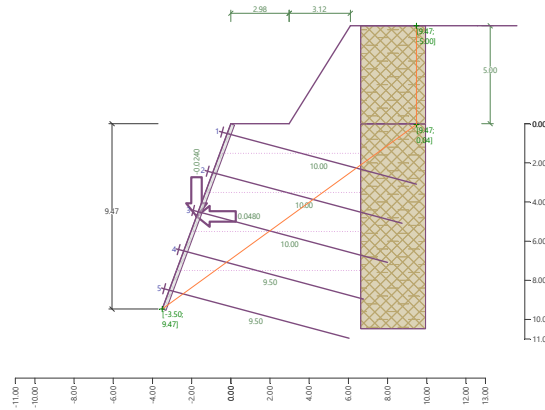
Settings of the stage of construction

Design situation : seismic

Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 3 (Stage of construction SLV (-))



Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 36.00 °

Origin of slip surface at a depth of = 9.47 m

Gravity force = 1787.29 kN/m

Overall force carried by nails behind slip surf. = 229.63 kN/m

Forces on slip surf. driving (grav.force) = 1100.97 kN/m

Forces on slip surf. driving (pressure) = 26.97 kN/m

Forces on slip surf. resist. (soil) = 1227.74 kN/m

Forces on slip surf. resist. (nails) = 144.51 kN/m

Resisting force = 1372.25 kN/m > 1127.94 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 5 (Stage of construction SLV (-))

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0.00	56.26
2	0.01	56.20
3	0.06	55.93
4	1.58	46.84
5	1.80	45.57



Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
6	2.14	43.57
7	2.31	42.55
8	4.26	46.28
9	5.96	44.07
10	9.47	39.49

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity $k_n = 0.85$.

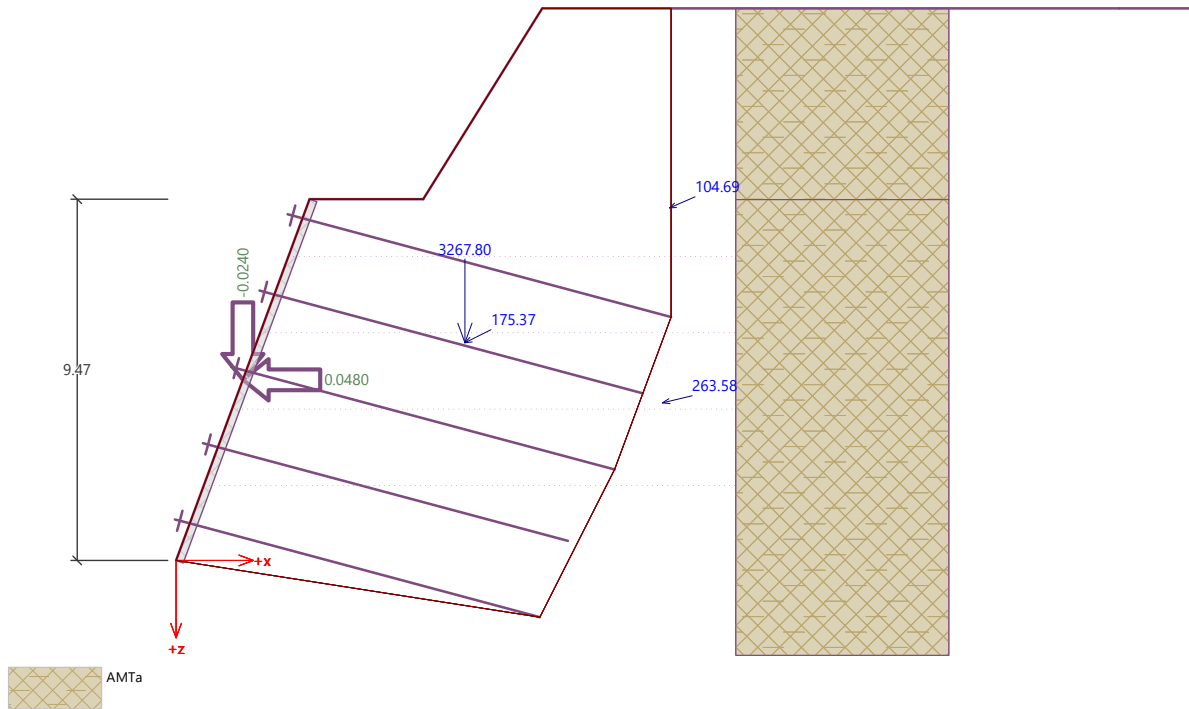
Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	0.50	D=32 mm	162.79	136.75	is satisfactory
2	2.50	D=32 mm	162.79	155.58	is satisfactory
3	4.50	D=32 mm	162.79	160.16	is satisfactory
4	6.50	D=32 mm	154.65	114.46	is satisfactory
5	8.50	D=32 mm	154.65	106.02	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 3.

Nail bearing capacity = 162.79 kN > 160.16 kN = Nail force

Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction SLV (-))



Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	Φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	3.03	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
2	1.98	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
3	3.08	0.00	28.00	25.00	25.00	28.00	0.319	
4	2.00	-20.28	28.00	25.00	25.00	28.00	0.187	
5	2.00	-20.28	28.00	25.00	25.00	28.00	0.187	
6	1.87	-26.87	28.00	25.00	25.00	28.00	0.151	
7	2.00	-26.87	28.00	25.00	25.00	28.00	0.151	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m]	End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	3.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.03		75.69	0.00	0.00	0.00	0.00



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
2	3.03	75.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	5.01	125.25	0.00	15.81	13.96	7.42
3	5.01	125.25	0.00	15.81	13.96	7.42
	8.09	202.20	0.00	40.35	35.62	18.94
4	8.09	202.20	0.00	9.98	9.89	1.34
	10.09	252.20	0.00	19.34	19.17	2.60
5	10.09	252.20	0.00	19.34	19.17	2.60
	12.09	302.20	0.00	28.70	28.44	3.85
6	12.09	302.20	0.00	15.91	15.91	0.31
	13.96	348.97	0.00	22.97	22.97	0.45
7	13.96	348.97	0.00	22.97	22.97	0.45
	15.96	398.97	0.00	30.52	30.51	0.60

Earthquake effects (active earth pressure) - partial results

Layer No.	Thickness [m]	φ_d [°]	β [°]	ψ [°]	K_a	K_{ae}	$K_{ae}-K_a$	Comment
1	3.03	28.00	0.00	2.68	0.319	0.353	0.034	
2	1.98	28.00	0.00	2.68	0.319	0.353	0.034	
3	3.08	28.00	0.00	2.68	0.319	0.353	0.034	
4	2.00	28.00	0.00	2.68	0.187	0.216	0.029	
5	2.00	28.00	0.00	2.68	0.187	0.216	0.029	
6	1.87	28.00	0.00	2.68	0.151	0.178	0.027	
7	2.00	28.00	0.00	2.68	0.151	0.178	0.027	

Earthquake effects (active earth pressure)



Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_D [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vertical comp. [kPa]
1	0.00	0.00	408.54	13.84	12.22	6.50
	3.03	77.51	331.04	11.21	9.90	5.26
2	3.03	77.51	331.04	11.21	9.90	5.26
	5.01	128.26	280.29	9.50	8.38	4.46
3	5.01	128.26	280.29	9.50	8.38	4.46
	8.09	207.06	201.49	6.83	6.03	3.20
4	8.09	207.06	201.49	5.76	5.71	0.77
	10.09	258.26	150.29	4.30	4.26	0.58
5	10.09	258.26	150.29	4.30	4.26	0.58
	12.09	309.46	99.09	2.83	2.81	0.38
6	12.09	309.46	99.09	2.70	2.70	0.05
	13.96	357.34	51.20	1.39	1.39	0.03
7	13.96	357.34	51.20	1.39	1.39	0.03
	15.96	408.54	0.00	0.00	0.00	0.00

Forces acting on construction - combination 1

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0.00	-5.71	3267.80	7.57	1.000	1.000	1.000
Earthquake - soil wedge	156.85	-5.71	78.43	7.57	1.000	1.000	1.000
Active pressure	256.64	-4.13	60.08	12.75	1.000	1.000	1.000
Earthq.- act.pressure	96.05	-9.24	41.65	12.93	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 26639.23$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 2842.75$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY



Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 2071.68$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 509.55$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 361.62 kPa

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction SLV (-))

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-7358.69	3447.96	509.55	0.000	361.62
2	-7358.69	3447.96	509.55	0.000	361.62
3	-7358.69	3447.96	509.55	0.000	361.62

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-7358.69	3447.96	509.55

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : rectangle

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 361.62$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 680.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY



Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Verifica doppia rete d'armatura (Stage of construction SLV (-))

Input data

Mesh type : AQ100 (10,0x10,0/100x100 [mm])

Area of horizontal reinforcement $A_{hor} = 2 \times 785.4 \text{ mm}^2/\text{m}$

Area of vertical reinforcement $A_{vert} = 2 \times 785.4 \text{ mm}^2/\text{m}$

Distance of mesh center from back side $h_1 = 50.0 \text{ mm}$

Distance of mesh center from front face $h_2 = 50.0 \text{ mm}$

Dimensioning of concrete cover

Vertical direction - back

Position of neutral axis $x = 0.02 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 43.27 \text{ kNm/m} > 36.86 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Horizontal direction - back

Position of neutral axis $x = 0.02 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 43.27 \text{ kNm/m} > 17.27 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Vertical direction - front

Position of neutral axis $x = 0.02 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = -43.27 \text{ kNm/m} > -2.50 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Horizontal direction - front

Position of neutral axis $x = 0.02 \text{ m} < 0.10 \text{ m} = x_{max}$

Ultimate moment $M_{Rd} = -43.27 \text{ kNm/m} > -8.63 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Design principles

Reinforcement ratio $\rho = 0.52 \% > 0.15 \% = \rho_{min}$

Cross-section is SATISFACTORY.



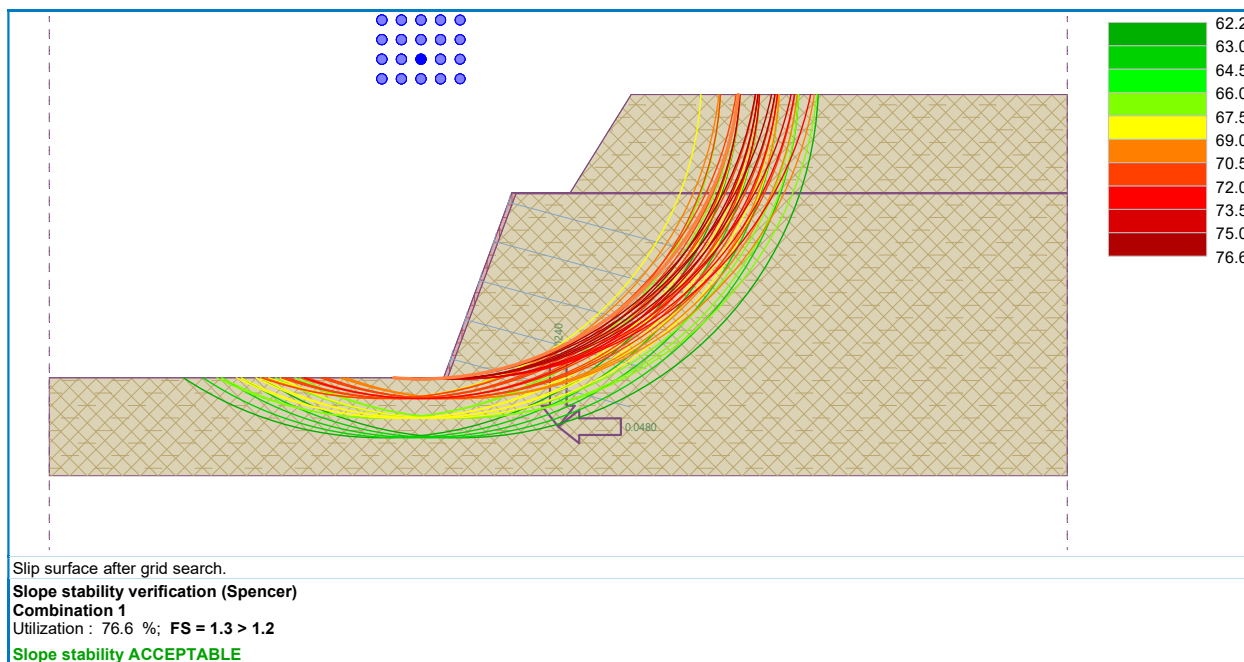
Verification on shear

Ultimate shear force $V_{Rd} = 84.84 \text{ kN/m} > 58.69 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Overall verification is SATISFACTORY

Slope stability analysis (SLV (-))



8.4 Rilevato (sezione n.20)

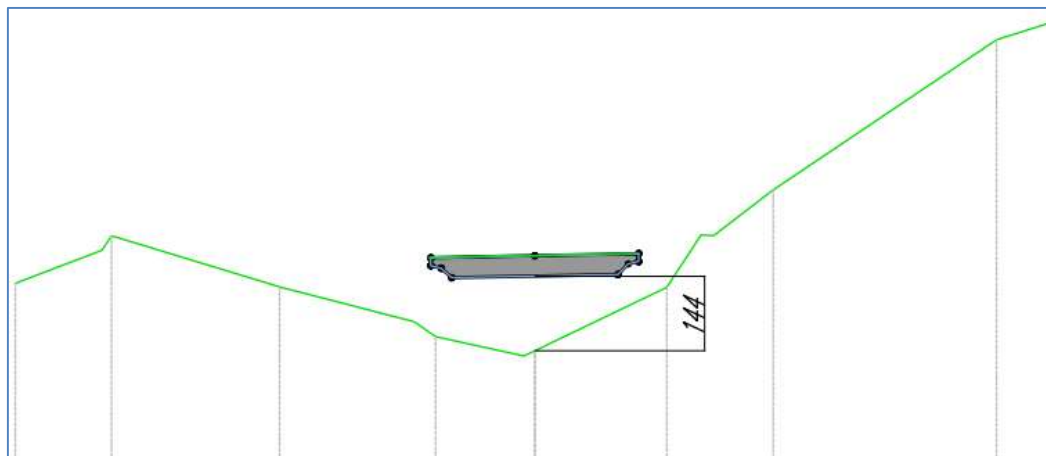


Figura 8.31 Sezione n.20.



Per quanto riguarda la sezione n.20 (figura 8.31), trattandosi della realizzazione di un rilevato di modesta altezza, si rimanda alle specifiche sul materiale di riempimento e sulle modalità di stesa e costipamento riportate nel Capitolato Speciale d'Appalto.