

Committente:



# AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15  
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22  
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO  
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)  
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

## PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.  
Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.  
Il Direttore Tecnico:  
*Il Responsabile di Progetto  
Dott. Ing. Luca Bondanelli*

Il Geologo:

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:

**idroesse**  
engineering  
MANDATARIA

**ROCKSOIL** S.p.A.  
MANDANTE

**VIA**  
INGEGNERIA S.r.l.  
MANDANTE

Il Progettista:

**Ing. Giovanna Cassani** **GIOVANNA CASSANI**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano n. 20997

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

**Ing. Giovanni Maria Cepparotti**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

Progettista Responsabile a cura di **Dott. Ing. PIETRO MAZZOLI**  
Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.  
**IMPRESA PIZZAROTTI**  
Ing. Pietro Mazzoli  
**ISCRITTO ORDINE**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821  
**INGEGNERI PARMA n.821**

Titolo Elaborato:

**Asse principale  
Galleria artificiale A1  
Geotecnica  
Relazione geotecnica**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	R	AP	GA	01	E	RE	001	C

Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
C	20/04/2015	Osservazioni ASPI	SPIGARELLI	CASSANI	MAZZOLI
B	21/11/2014	Istruttoria ASPI/RM/17.11.14/0023104/EU	SPIGARELLI	CASSANI	MAZZOLI
A	27/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	SPIGARELLI	CASSANI	MAZZOLI

## SOMMARIO

1	NOTE INTRODUTTIVE .....	3
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	4
2.1	PROGETTO DEFINITIVO .....	4
2.2	PROGETTO ESECUTIVO .....	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	8
5	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	9
6	ANALISI DI STABILITA' DEGLI SCAVI A CIELO APERTO.....	11
6.1	NOTE INTRODUTTIVE .....	11
6.2	APPROCCIO NORMATIVO DI VERIFICA .....	11
6.3	SOFTWARE DI CALCOLO.....	12
6.4	CRITERI DI CALCOLO.....	12
6.5	ANALISI DI FILTRAZIONE .....	14
6.6	VERIFICHE DI STABILITA' .....	15
7	ANALISI DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI .....	16
8	PREDISPOSIZIONI ESECUTIVI PER RITOMBAMENTI E RILEVATI .....	19
9	VERIFICA PORTANZA VERTICALE DIAFRAMMA CENTRALE .....	20
	ALLEGATO: ANALISI DI STABILITÀ DEGLI SCAVI .....	25

## 1 NOTE INTRODUTTIVE

Oggetto del presente documento è la progettazione delle opere geotecniche all'aperto da realizzarsi nell'ambito della realizzazione della Galleria Artificiale A1 compresa nel I Lotto funzionale del "Raccordo autostradale A15/A22 Corridoio plurimodale Tirreno-Brennero tra l'Autostrada della Cisa – Fontevivo (PR) e l'Autostrada del Brennero – Nogarole Rocca (VR).

L'attraversamento dell'autostrada A1 all'inizio del Raccordo Autostradale di progetto è previsto in sotterraneo anche in relazione alla presenza del sottopasso alla vicina Linea ferroviaria Alta Velocità recentemente realizzato e predisposto per ospitare il sedime del raccordo stesso. La scelta di eseguire il prolungamento in galleria artificiale nasce fra l'altro dalla necessità di proteggere dalle acque meteoriche la zona di approfondimento dell'asse stradale. Sarà pertanto previsto il prolungamento del sottopasso del raccordo autostradale di progetto alla A1, con uno sviluppo totale di copertura di 438 m, di cui 395.3 m in galleria artificiale e 42.6 di manufatto di imbocco, al quale si aggiunge lo scatolare di attraversamento della linea ferroviaria alta velocità, raggiungendo nel complesso un tratto coperto di circa 451.7 m.

Nel presente documento sono pertanto esaminati gli aspetti tecnici e costruttivi atti alla corretta esecuzione delle lavorazioni e alla completa funzionalità delle opere per gli interventi e/o le tematiche progettuali elencati nel seguito.

1. Scavi a cielo aperto necessari alla realizzazione dei conci scatolari e dei muri di imbocco;
  - analisi di stabilità globale delle pareti di scavo;
  - indicazioni in merito a predisposizioni esecutive e di sicurezza.
2. Terreni di sedime per fondazioni dirette conci scatolari:
  - Verifiche di liquefazione.
3. Rinfianchi e ritombamenti, inclusi i rilevati dei rami di svincolo da realizzarsi sopra l'impalcato di copertura della galleria.

## 2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito l'elenco degli elaborati di riferimento per la compilazione alla presente relazione:

### 2.1 PROGETTO DEFINITIVO

- RAAA.ATST.PDG1.02.01.01.01 - PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE – SCALA 1:5.000 - TAV. 1/3
- RAAA.ATST.PDG1.02.01.01.02 - PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE – SCALA 1:5.000 - TAV. 2/3
- RAAA.ATST.PDG1.02.01.01.03 - PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE – SCALA 1:5.000 - TAV. 3/3
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.02 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: PROVE PENETROMETRICHE A PUNTA MECCANICA CAMPAGNA INDAGINI 1986
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.03 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: PROVE PENETROMETRICHE A PUNTA MECCANICA CAMPAGNA INDAGINI 1998
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.04 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: PROVE PENETROMETRICHE A PUNTA ELETTRICA CAMPAGNA INDAGINI 2003
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.05 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: PROVE PENETROMETRICHE A PUNTA ELETTRICA CAMPAGNA INDAGINI 2005
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.06 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: STRATIGRAFIE SONDAGGI CAMPAGNA INDAGINI 1986
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.07 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: STRATIGRAFIE SONDAGGI CAMPAGNA INDAGINI 2001
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.08 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: STRATIGRAFIE SONDAGGI CAMPAGNA INDAGINI 2003
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.09 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: STRATIGRAFIE SONDAGGI CAMPAGNA INDAGINI 2005
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.10 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: POZZETTI ESPLORATIVI CAMPAGNA INDAGINI 2003
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.11 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: POZZETTI ESPLORATIVI CAMPAGNA INDAGINI 2005
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.13 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: INDAGINI SISMICHE CAMPAGNA INDAGINI 2005
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.13.01 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2003 - 1/4
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.13.02 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2003 - 2/4
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.13.03 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2003 - 3/4
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.13.04 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2003 - 4/4
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.14.01 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2005 - 1/5
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.14.02 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2005 - 2/5
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.14.03 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2005 - 3/5
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.14.04 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2005 - 4/5
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.14.05 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2005 - 5/5
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.02 - CARTA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA – SCALA 1:100.000
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.03 - CARTA IDROGEOLOGICA – SCALA 1:100.000

- RAAA.ATST.PDG1.03.01.04.01 - CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE (TAV. 1/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.04.02 - CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE (TAV. 2/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.04.03 - CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE (TAV. 3/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.05.01 - PROFILO GEOLOGICO (TAV. 1/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.05.02- PROFILO GEOLOGICO (TAV. 2/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.05.03- PROFILO GEOLOGICO (TAV. 3/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.06.01 - CARTA GEOMORFOLOGICA (TAV. 1/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.06.02- CARTA GEOMORFOLOGICA (TAV. 2/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.06.03- CARTA GEOMORFOLOGICA (TAV. 3/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.07.01 - CARTA IDROGEOLOGICA (TAV. 1/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.07.02- CARTA IDROGEOLOGICA (TAV. 2/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.07.03- CARTA IDROGEOLOGICA (TAV. 3/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.08.01 – INNESTO A1 – CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.08.02 – INNESTO A1 – PROFILO GEOLOGICO
- AAA.ATST.PDG1.03.01.09.01 – PONTE SUL TARO - CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.09.02 – PONTE SUL TARO – PROFILO GEOLOGICO
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.17 – VARIANTE SP10 ALL’ABITATO DI VIAROLO – PROFILO GEOLOGICO
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.18 – RACCORDO AUTOSTAZIONE TRECASALI-TERRE VERDIANE - ROTATORIA SP 10 – PROFILO GEOLOGICO
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.19 – COLLEGAMENTO S.P. PADANA OCCIDENTALE – STRADA NUOVA DEI PRATI, VIABILITÀ DI SERVIZIO N.C. – PROFILO GEOLOGICO
- RAAA-ATST-PDG1-04-01-01\_RELAZIONE GEOTECNICA

## 2.2 PROGETTO ESECUTIVO

- RAAA1ERGEXX01SRE001A Relazione sulle indagini dirette
- RAAA1ERGEXX01SRE002A Relazione sulle indagini indirette
- RAAA1ERGEXX01SRE003A Risultati campagna geognostica integrativa 2013
- RAAA1ERGEXX01SRE004A Certificati delle prove di laboratorio
- RAAA1ERGEXX01SPL001A Planimetria con ubicazione indagini in sito - Tav. 1/4
- RAAA1ERGEXX01SPL002A Planimetria con ubicazione indagini in sito - Tav. 2/4
- RAAA1ERGEXX01SPL003A Planimetria con ubicazione indagini in sito - Tav. 3/4
- RAAA1ERGEXX01SPL004A Planimetria con ubicazione indagini in sito - Tav. 4/4
- RAAA1ERGEXX01ORE001A Relazione Geologica
- RAAA1ERGEXX01ORE002A Relazione Idrogeologica
- RAAA1ERGEXX01OPL001A Carta Geologica - Litologica - Tav. 1/4
- RAAA1ERGEXX01OPL002A Carta Geologica - Litologica - Tav. 2/4
- RAAA1ERGEXX01OPL003A Carta Geologica - Litologica - Tav. 3/4
- RAAA1ERGEXX01OPL004A Carta Geologica - Litologica - Tav. 4/4
- RAAA1ERGEXX01OPL005A Carta Geomorfologica - Tav. 1/4
- RAAA1ERGEXX01OPL006A Carta Geomorfologica - Tav. 2/4
- RAAA1ERGEXX01OPL007A Carta Geomorfologica - Tav. 3/4
- RAAA1ERGEXX01OPL008A Carta Geomorfologica - Tav. 4/4
- RAAA1ERGEXX01OPL009A Carta Idrogeologica - Tav. 1/4
- RAAA1ERGEXX01OPL010A Carta Idrogeologica - Tav. 2/4
- RAAA1ERGEXX01OPL011A Carta Idrogeologica - Tav. 3/4
- RAAA1ERGEXX01OPL012A Carta Idrogeologica - Tav. 4/4
- RAAA1ERGEXX01OPG001A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 1/8

- RAAA1ERGEXX01OPG002A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 2/8
- RAAA1ERGEXX01OPG003A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 3/8
- RAAA1ERGEXX01OPG004A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 4/8
- RAAA1ERGEXX01OPG005A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 5/8
- RAAA1ERGEXX01OPG006A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 6/8
- RAAA1ERGEXX01OPG007A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 7/8
- RAAA1ERGEXX01OPG008A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 8/8
- RAAA1ERGEXX01OPG009A Profilo Geologico - Interconnessione ramo A
- RAAA1ERGEXX01OPG010A Profilo Geologico - Interconnessione ramo B
- RAAA1ERGEXX01OPG011A Profilo Geologico - Interconnessione ramo C1
- RAAA1ERGEXX01OPG012A Profilo Geologico - Interconnessione ramo C2
- RAAA1ERGEXX01OPG013A Profilo Geologico - Interconnessione ramo CF
- RAAA1ERGEXX01OPG014A Profilo Geologico - Interconnessione ramo D
- RAAA1ERGEXX01OPG015A Profilo Geologico - Interconnessione ramo E
- RAAA1ERGEXX01OPG016A Profilo Geologico - Interconnessione ramo F1
- RAAA1ERGEXX01OPG017A Profilo Geologico - Interconnessione ramo F2
- RAAA1ERGEXX01OPG018A Profilo Geologico - Interconnessione ramo G
- RAAA1ERGEXX01OPG019A Profilo Geologico - Interconnessione ramo H
- RAAA1ERGEXX01OSZ001A Sezioni geologiche interpretative - Tav. 1/5
- RAAA1ERGEXX01OSZ002A Sezioni geologiche interpretative - Tav. 2/5
- RAAA1ERGEXX01OSZ003A Sezioni geologiche interpretative - Tav. 3/5
- RAAA1ERGEXX01OSZ004A Sezioni geologiche interpretative - Tav. 4/5
- RAAA1ERGEXX01OSZ005A Sezioni geologiche interpretative - Tav. 5/5
- RAAA1ERAPGS01EPG001A Profilo Geologico - Carreggiata NORD - Tav. 1/2
- RAAA1ERAPGS01EPG002A Profilo Geologico - Carreggiata NORD - Tav. 2/2
- RAAA1ERAPGS01EPG003A Profilo Geologico - Carreggiata SUD - Tav. 1/2
- RAAA1ERAPGS01EPG004A Profilo Geologico - Carreggiata SUD - Tav. 2/2
- RAAA1ERAPGA01EPG001A Galleria artificiale e strutture di imbocco - Profilo geologico
- RAAA1ERAPPV01EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPPV02EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPPV03EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPPV04EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA01EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA02EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA03EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA04EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA05EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA06EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA07EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA08EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA09EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERGEXX01DRE001A Relazione sismica
- RAAA1ERGEXX01DPL001A Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 1/4
- RAAA1ERGEXX01DPL002A Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 2/4
- RAAA1ERGEXX01DPL003A Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 3/4
- RAAA1ERGEXX01DPL004A Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 4/4

### 3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La progettazione geotecnica delle opere oggetto del presente documento è condotta con riferimento al seguente quadro normativo:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica".

D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Circolare 4 luglio 1996, n.156AA.GG./STC - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

D.M. 04.05.90 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali" ed annesse "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali", di cui alla circolare Ministero LL.PP. n. 34233 del 25.02.91.

O.P.C.M. 3274 20.03.2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

D.M. LL. PP. 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

Sono utilizzati a supporto delle sopracitate norme e per quanto carente i seguenti codici di progetto:

Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005 - Progettazione geotecnica

Eurocodice 8 EN 1998-1:2005 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

## 4 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per una visione completa delle indagini svolte nelle varie campagne geognostiche che si sono succedute nell'area e per le prove di laboratorio si rimanda alla Relazione di Caratterizzazione Geotecnica.

Nei pressi dell'opera in disamina possono essere considerate le seguenti indagini geognostiche:

- S5(2001)
- F2S1(2005)
- F2S2(2005)
- CC06
- CC07
- CC08
- CC09
- CC11

Per l'ubicazione planimetrica delle indagini e per i quaderni di campagna si rimanda agli appositi elaborati.

I parametri geotecnici sono stati ottenuti con prove di laboratorio su campioni indisturbati e rimaneggiati, con prove SPT in foro e con l'analisi dei dati delle CPTU effettuate nei pressi dell'opera in esame.

## 5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

E' stata individuata una stratigrafia rappresentativa dei terreni presenti in corrispondenza della galleria in progetto, mostrata nel prospetto che segue.

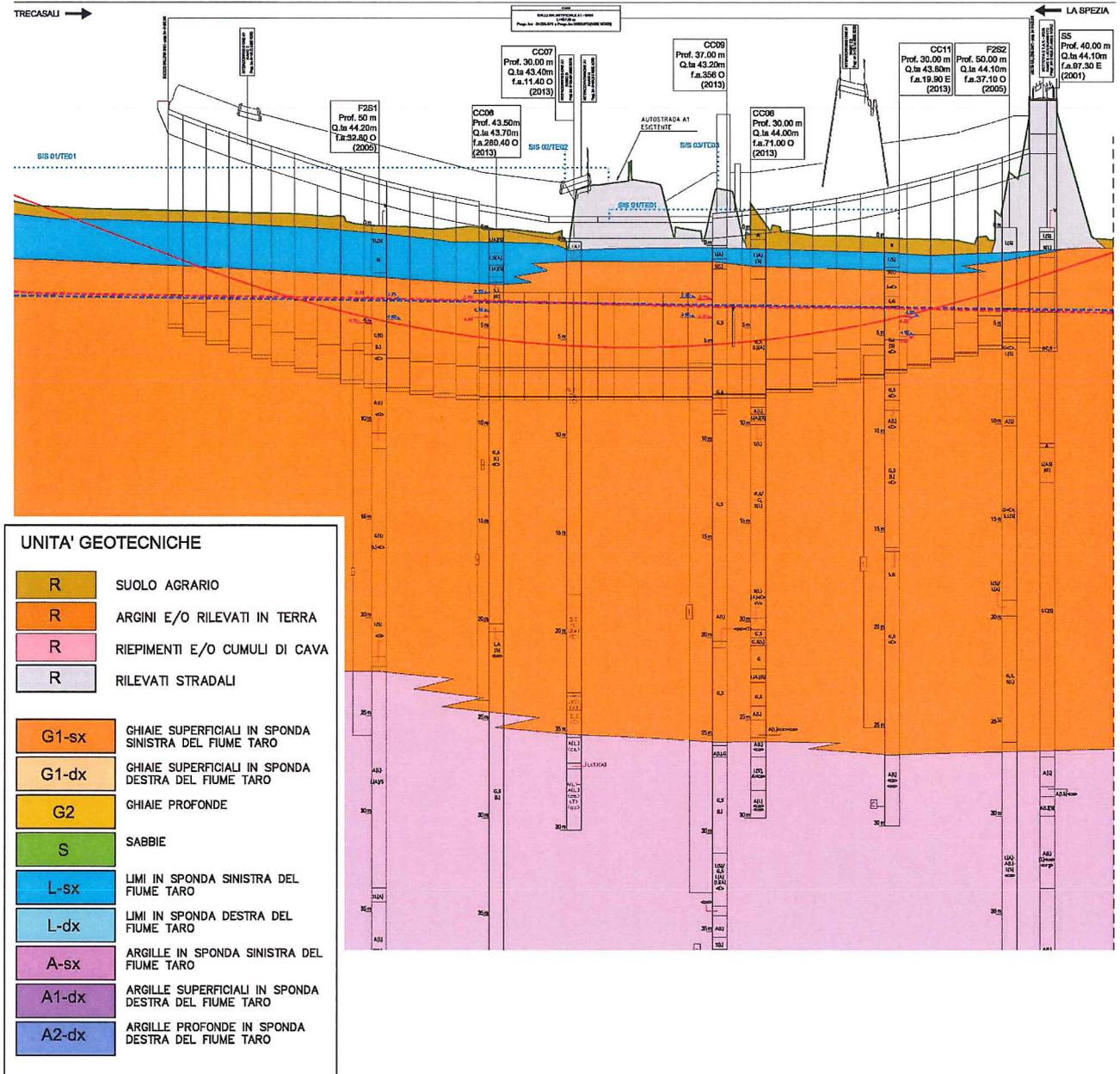


Figura 5.1 – Profilo geotecnico

Il sito di costruzione presenta terreni con caratteristiche prevalentemente granulari, con uno strato superficiale limoso-sabbioso fino a 2.50-3.00 m circa dal p.c. e strati più profondi ghiaiosi.

I dati ottenuti nelle prove di laboratorio e dalle indagini geognostiche hanno permesso di determinare le caratteristiche meccaniche e fisiche dei terreni. Per visionare le modalità utilizzate e il confronto dei dati per la scelta dei parametri geotecnici dei terreni si rimanda alla Relazione di Caratterizzazione Geotecnica.

Ai fini del calcolo delle strutture sono state considerate le seguenti caratteristiche dei terreni.

Strato 1 – Limoso-sabbioso

Angolo di attrito	$\varphi$	=	29°
Coesione drenata	c	=	3 kN/m <sup>2</sup>
Coesione non drenata	$c_u$	=	50 - 60 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico	$\gamma$	=	19.5 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico – immerso	$\gamma'$	=	9.5 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito terra-muro	$\delta$	=	14.5°

Strato 2 – Ghiaie

Angolo di attrito	$\varphi$	=	40° - 42°
Coesione drenata	c	=	0 kN/m <sup>2</sup>
Coesione non drenata	$c_u$	=	50 - 60 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico	$\gamma$	=	21.5 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico – immerso	$\gamma'$	=	11.5 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito terra-muro	$\delta$	=	20°

Il calcolo delle spinte litostatiche per le strutture scatolari è stato eseguito considerando un angolo di attrito di 30° e un peso specifico del materiale di 20 kN/m<sup>3</sup>. Tale assunzione considera caratteristiche medie del terreno adiacente alla galleria, tenendo in considerazione anche l'inevitabile rimaneggiamento del materiale dovuto alle operazioni di rinterro ad opera completata.

Nelle analisi, la quota della falda è stata considerata a 4 m dal piano campagna: tale assunzione è considerata cautelativa alla luce delle indagini analizzate.

## 6 ANALISI DI STABILITA' DEGLI SCAVI A CIELO APERTO

### 6.1 NOTE INTRODUTTIVE

Nel presente capitolo sono presentate le analisi e le verifiche di stabilità degli scavi in trincea utili alla realizzazione della Galleria Artificiale sotto l'Autostrada A1.

Le sezioni di analisi sono state scelte in modo da verificare, per ciascun elemento litologico interessato dagli scavi, la condizione più critica rappresentata dalla maggiore altezza di scavo. Si riportano nella seguente tabella le sezioni di analisi individuate, per i parametri geotecnici di progetto si faccia invece riferimento alla relazione di caratterizzazione geotecnica dei materiali.

ID	SEZIONE	H SCAVO	Pendenza scarpata	LITOLOGIA
		[m]	[-]	
1	Muro di imbocco sud (carreggiata nord)	5.7	2 : 3	G1 sx
2	Scavo concio 10	8.0	2 : 3	G1 sx
3	Scavo concio 11	8.0	2 : 3	G1 sx

**Tabella 1: Sezioni di verifica degli scavi della GA**

Gli scavi saranno realizzati al di sotto del livello della falda freatica ospitata nel banco ghiaioso individuato come unità G1-SX, pertanto, preliminarmente all'implementazione delle analisi di stabilità delle pareti di scavo, sono state condotte analisi numeriche volte alla risoluzione dei moti di filtrazione innescati dall'apertura degli scavi medesimi. L'elaborazione è stata condotta con software di calcolo FEM PLAXIS 2D ed ha consentito, sezione per sezione, la valutazione delle portate filtranti attraverso sezioni di flusso poste a fondo scavo ed in corrispondenza delle pareti dello stesso. La determinazione delle componenti del moto di filtrazione è stata ottenuta mediante la risoluzione per via numerica con metodo agli elementi finiti dell'equazione di flusso di Darcy's in condizioni piane accoppiata all'equazione di continuità tramite la quale si esprime la conservazione della massa fluida che attraversa una data sezione del dominio.

La piezometrica in condizioni stazionarie restituita dall'elaborazione FEM è stata quindi introdotta nei modelli di calcolo per l'analisi all'equilibrio limite realizzati con software SLOPE / W.

### 6.2 APPROCCIO NORMATIVO DI VERIFICA

Nell'ambito della progettazione esecutiva degli scavi a cielo aperto, le verifiche di stabilità globale, in ottemperanza al punto 1.1. dell'Allegato D "Specifiche prestazionali per la redazione del progetto esecutivo" del *Capitolato Speciale d'Appalto – Norme Generali* (facente esplicito riferimento alla Legge 28/02/2008 n°31 art 20 comma 3), sono condotte applicando la normativa tecnica utilizzata per la redazione del Progetto Definitivo. Si persegue dunque l'approccio di verifica prescritto dal D.M. LL.PP. 11/03/1988. Stante la transitorietà dell'apertura degli scavi si omette la verifica di stabilità delle pareti di scavo in presenza di azione sismica.

La verifica in condizione statica è pertanto soddisfatta tramite la seguente relazione:

$$FS = \frac{R_d}{E_d} \geq 1.3$$

Dove:

$E_d$  sono le azioni instabilizzanti

$R_d$  sono le azioni stabilizzanti

F.S. è il coefficiente di sicurezza

### 6.3 SOFTWARE DI CALCOLO

Le analisi di stabilità dei rilevati e degli scavi sono state condotte con il software SLOPE/W DEFINE Version 5.16, sviluppato dalla GEO-SLOPE International Ltd.

Le analisi di filtrazione sono state condotte con il software PLAXIS 2D ver. AE, sviluppato dalla Plaxis bv.

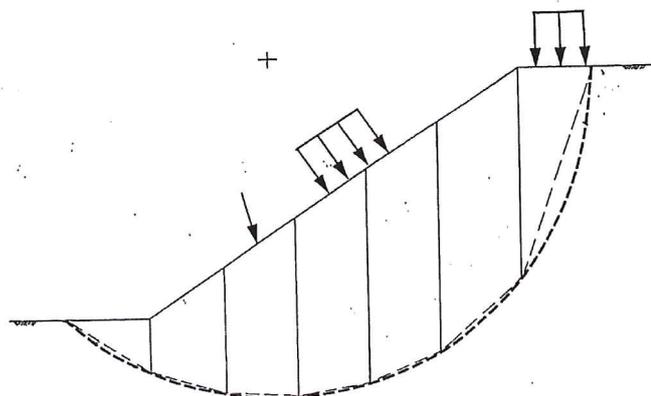
### 6.4 CRITERI DI CALCOLO

L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Le analisi di stabilità sono state eseguite utilizzando il programma di calcolo SLOPE / W.

Il programma si basa sull'applicazione di diversi metodi dell'equilibrio limite in condizioni bidimensionali quali il metodo di Morgenstern-Price, Bishop semplificato (1955), Janbu semplificato (1973) e quello di Spencer (1967). I fattori di sicurezza presi in considerazione nel seguito sono stati ottenuti tramite il metodo di Morgenstern-Price.

Il metodo valuta le condizioni di stabilità di un pendio naturale o di una scarpata artificiale ricercando per tentativi la superficie di scivolamento "critica" (ossia quella a cui compete il coefficiente di sicurezza  $F_s$  minimo) e verificando se tale valore risulta maggiore o minore del valore di progetto. Il valore  $F_s = 1$  corrisponde ad una situazione di incipiente scivolamento del pendio lungo la superficie di scorrimento considerata.

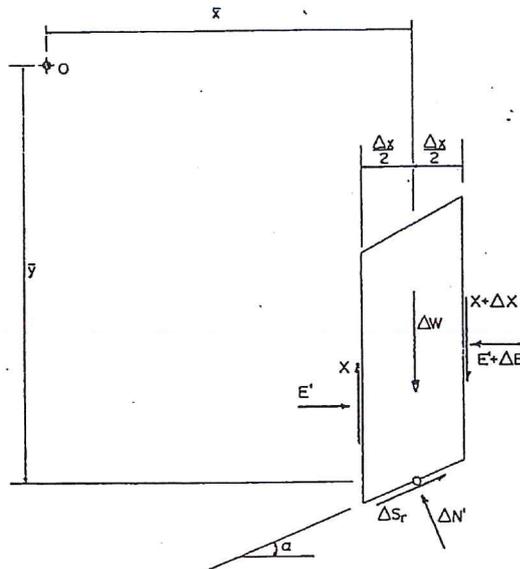
Il metodo si basa sulla considerazione dell'equilibrio di un blocco (o "cuneo") rigido di terreno rappresentato nella seguente figura.



**Figura 1: Suddivisione in conci del meccanismo di rottura**

Il cuneo è soggetto sia all'azione del peso proprio sia a quella di eventuali forze esterne di varia natura (sovraccarichi verticali, azioni dei tiranti, forze di inerzia sismiche, ecc.); inoltre, è possibile considerare la presenza della falda all'interno del pendio, trascurando il fenomeno di filtrazione.

A questo scopo, il blocco viene dapprima suddiviso in conci e l'equilibrio globale è analizzato come somma dell'equilibrio di ciascuno di essi facendo delle assunzioni semplificatrici sulle forze reciproche tra i conci.



**Figura 2: Forze agenti sul singolo conio**

Il metodo consente di valutare un valore del coefficiente di sicurezza medio della superficie di scivolamento definito come:

$$F_s = \frac{(\tau_{ult})_m}{\tau_m}$$

essendo:

$(\tau_{ult})_m$  = resistenza al taglio media del terreno lungo la superficie di scivolamento;

$\tau_m$  = tensione tangenziale media mobilitata lungo la superficie di scivolamento.

Il programma ricerca automaticamente la superficie di scorrimento "critica" con un procedimento iterativo basato sul tracciamento automatico delle superfici circolari e sul successivo calcolo del coefficiente di sicurezza di ciascuna di esse.

Il programma permette il calcolo dei coefficienti di sicurezza di superfici di potenziale scivolamento sia circolari sia di geometria qualsiasi. Nel caso di superfici circolari è possibile definire una griglia al cui interno sono situati i centri delle superfici di scivolamento per le quali si ricerca il coefficiente di sicurezza.

In tale maniera è possibile individuare la superficie per la quale si ha il coefficiente di sicurezza minimo. Eventualmente la procedura può essere ripetuta imponendo altri vincoli alle superfici di scivolamento in modo da migliorare l'affidabilità della ricerca.

Per gli scavi utili alla realizzazione della Galleria Artificiale sotto l'autostrada A1, il calcolo della stabilità ottenuto mediante il metodo dell'equilibrio limite è stato accoppiato ad un calcolo preliminare di risoluzione del moto di filtrazione generato dalla presenza dello scavo sotto falda al fine di determinare l'andamento della linea piezometrica in prossimità dello scavo e ottenere anche una stima delle portate che sarà necessario aggottare e smaltire al fine di mantenere lo scavo in condizioni asciutte.

La determinazione delle componenti del moto di filtrazione è ottenuta mediante la risoluzione per via numerica con metodo agli elementi finiti dell'equazione di flusso di Darcy's in condizioni piane accoppiata all'equazione di continuità che esprime la conservazione della massa fluida che attraversa una data sezione del dominio.

In tutti i casi analizzati, come condizioni al contorno per il problema idraulico sono state assegnate condizioni idrostatiche ai bordi laterali coincidenti con il livello di falda di progetto e condizioni di flusso impedito al bordo inferiore del dominio di calcolo.

## 6.5 ANALISI DI FILTRAZIONE

In allegato alla presente relazione è riportato il complesso dei risultati ottenuti sia con riferimento alla risoluzione del moto di filtrazione che alle analisi di stabilità.

Per i parametri geotecnici di progetto si è fatto riferimento a set riportato al cap.5, cui vanno aggiunte le permeabilità necessarie per la risoluzione del moto di filtrazione riportate nella seguente tabella.

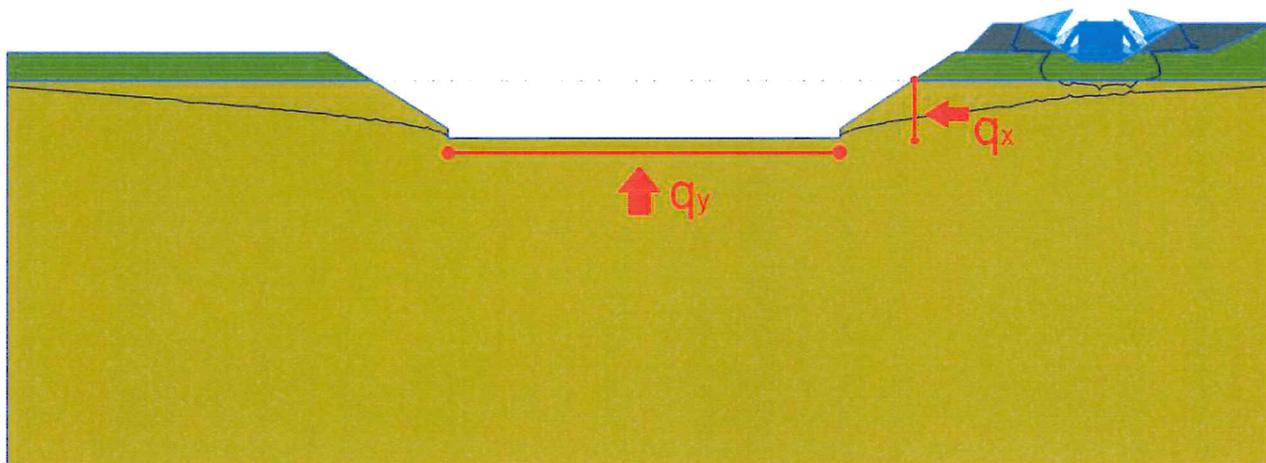
Litologia	Permeabilità
	$\mu$ [m/s]
Argine	1.00E-07
L_sx	5.00E-06
G1_sx	1.50E-04

**Tabella 2: Permeabilità considerate nella risoluzione del moto di filtrazione**

La risoluzione del moto di filtrazione ha condotto alla stima delle portate idriche in corrispondenza degli scavi per la realizzazione della Galleria Artificiale sotto A1, in particolare, sono state determinate le portate ( $q_y$ ) e ( $q_x$ ) filtranti rispettivamente attraverso sezioni di flusso poste a fondo scavo ed in corrispondenza delle pareti dello stesso. La portata calcolata attraverso la sezione di flusso verticale posta a tergo della parete di scavo è stata moltiplicata per un fattore 2 al fine di tenere conto dei flussi provenienti sia dalla scarpata sinistra che dalla scarpata destra dello scavo.

Si riporta qui di seguito un'immagine esemplificativa dei modelli di calcolo sviluppati per il calcolo dei moti di filtrazione innescati dall'apertura dello scavo, con evidenziazione delle sezioni di deflusso per le quali si è condotto il calcolo delle portate filtranti. Nel merito delle condizioni al contorno di tipo idraulico si evidenzia quanto segue:

- falda freatica: si è assunto il livello stazionario riportato nel Profilo Geologico di PE;
- livello idrico Torrente Recchio: si è considerata una pressione idrostatica coincidente con un livello piezometrico del Recchio coincidente con la sommità degli argini artificiali;
- livello piezometrico a fondo scavo: è stato considerato come livello piezometrico la quota posta 1.0 m al di sotto del fondo scavo.



**Figura 3: Sezioni di calcolo del flusso idraulico dato dal moto di filtrazione**

Si riportano nella seguente tabella i risultati riferiti alle portate ( $q_y$ ) e ( $q_x$ ) filtranti rispettivamente attraverso sezioni di flusso poste a fondo scavo ed in corrispondenza delle pareti dello stesso, per le tre sezioni di analisi considerate. Sono altresì riportate la larghezza B dello scavo necessario alla realizzazione della galleria Artificiale e la quota di falda freatica adottati nell'implementazione delle analisi di filtrazione.

ID	SEZIONE	Quota falda	B SCAVO	$q_x$	$q_y$
		[m s.l.m.]	[m]	[l/s/m]	[l/s/m]
1	Muro di imbocco sud (carreggiata nord)	40.7	43	0.01	0.45
2	Scavo concio 10	40.4	41	0.05	0.68
3	Scavo concio 11	40.2	40.8	0.06	0.57

**Tabella 3: Risultati delle analisi di filtrazione per le tre sezioni di calcolo considerate**

Le portate filtranti di calcolo a fondo scavo, espresse per metro di sviluppo longitudinale, si collocano pertanto nel range 0.50-0.70 l/s per metro lineare di scavo, in relazione alla profondità raggiunta dallo scavo stesso.

## 6.6 VERIFICHE DI STABILITA'

Nella seguente tabella sono riportati i fattori di sicurezza ottenuti dalle analisi di stabilità delle scarpate di scavo. Stante la provvisorietà degli sbancamento, le analisi sono condotte con riferimento alle sole condizioni statiche, ovvero non considerando la concomitanza di eventi sismici. Il livello piezometrico della falda è stato desunto dalla risoluzione del moto di filtrazione 2D; gli output di calcolo sono allegati alla presente relazione.

SEZIONE	H SCAVO	CASO	FS
	[m]		
Muro di imbocco sud (carreggiata nord)	8.0	STATICO (CD)	1.38
		STATICO (CND)	1.86
Scavo concio 10	5.7	STATICO (CD)	1.38
		STATICO (CND)	2.13
Scavo concio 11	8.0	STATICO (CD)	1.54
		STATICO (CND)	1.79

**Tabella 4: Risultati delle analisi di stabilità degli scavi utili alla realizzazione della galleria Artificiale A1**

## 7 ANALISI DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche di suscettibilità alla liquefazione dei depositi sabbiosi sottostanti il raccordo stradale in progetto con riferimento al punto 2.3 delle "Norme tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e di sostegno dei terreni" dell'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri e successive modifiche e integrazioni.

L'ordinanza impone la verifica di suscettibilità alla liquefazione ove la falda freatica si trovi in prossimità del piano campagna ed il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, si specifica inoltre che la verifica può essere omessa qualora il terreno sabbioso si trovi ad una profondità maggiore di 15 m dal piano campagna.

Per il calcolo del coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione si è fatto uso del metodo proposto da Tokimatsu e Yoshimi (1983) che prende in considerazione i parametri geotecnici del terreno ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche e il sisma di progetto attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie.

L'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie è definita dalla normativa sismica per le varie zone, come da tabella seguente:

Zona	1	2	3	4
a (g)	0.35	0.25	0.15	0.05

**Tabella 5: Valori dell'accelerazione sismica attesa in superficie per zona sismica**

La suscettibilità del deposito alla liquefazione si esprime attraverso un coefficiente di sicurezza FS dato dal rapporto tra la resistenza al taglio mobilizzabile nello strato R e lo sforzo tagliante indotto dal sisma T:

$$F_s = \frac{R}{T}$$

Lo sforzo di taglio indotto dal sisma T si ricava mediante la seguente relazione:

$$T = 0.65 \cdot \frac{a}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_v} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

dove:

$r_d$  è un coefficiente funzione della profondità e valutabile come espresso nel seguito:

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z \quad \text{se } z \leq 9.15m ;$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{se } 9.15 < z \leq 23m ;$$

$$r_d = 0.774 - 0.008 \cdot z \quad \text{se } 23 < z \leq 30m ;$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{se } z > 30m .$$

MSF è un coefficiente correttivo funzione della magnitudo M del sisma di progetto e si ricava con le relazioni seguenti:

$$MSF = \left( \frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{se } M \leq 7.5 ;$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \text{ se } M > 7.5.$$

La resistenza al taglio mobilabile  $R$  col metodo proposto da Tokimatsu e Yoshimi (1983) si ottiene mediante la seguente espressione:

$$R = 0.26 \cdot \left[ 0.16 \cdot \sqrt{Na} + (0.21 \cdot \sqrt{Na})^{14} \right]$$

dove:

$$Na = N_{spt} \left( \frac{1.7}{\sigma'_{vo} + 0.7} \right) + N_1$$

con  $\sigma'_{vo}$  in kg/cm<sup>2</sup> e  $N_1$  come da schema seguente (pc = percentuale di fine = passante al 200):

$$\begin{aligned} N_1 &= 0 \quad \text{se } p_c \leq 5\%; \\ N_1 &= p_c - 5 \quad \text{se } 5\% < p_c \leq 10\%; \\ N_1 &= 0.1 \cdot p_c + 4 \quad \text{se } p_c > 10\%. \end{aligned}$$

Nel caso specifico per  $a_{g,max}$  e  $MSF$  valgono i seguenti valori:

$$\begin{aligned} a_{g,max} &= a_g S = 0.15 \times 1.25 = 0.19 \\ MSF &= \left( \frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} = \left( \frac{6.6}{7.5} \right)^{-3.3} = 1.52 \end{aligned}$$

Con riferimento alla campagna indagini completa eseguita ed al profilo geologico redatto, sono state individuate le seguenti verticali di indagine sulle quali sono state eseguite le verifiche di suscettibilità alla liquefazione. Per la stima del rischio di liquefazione del deposito sabbioso si è fatto riferimento all'indice di Liquefazione  $I_L$  definito da Iwasaki (1978)<sup>1</sup> secondo la seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

In cui:

$z$  è la profondità da piano campagna

$F(z)$  è un funzione della profondità che vale

$$\begin{aligned} F(z) &= 1 - FS & \text{se } FS < 1 \\ F(z) &= 0 & \text{se } FS > 1 \end{aligned}$$

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z$$

<sup>1</sup> Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S. [1978] "A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan", Proceedings 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, pp. 885-896

Nelle relazioni precedenti è quindi implicito che il rischio di liquefazione interessi solamente i primi 20 m di terreno. La stima del rischio è quindi valutata in base ai valori forniti da uno studio basato su dati sperimentali eseguito da Toprak e Holzer<sup>2</sup> (2003), che stabiliscono in base al valore dell'indice di Liquefazione  $I_L$  una stima qualitativa del grado di possibilità del verificarsi di fenomeni di liquefazione.

Indice di liquefazione $I_L$	Rischio
< 5	basso
> 5, <15	elevato
> 15	molto elevato

**Tabella 6: Stima del rischio di Liquefazione secondo Toprak e Holzer (2003)**

Si riportano nella seguente tabella il complesso dei risultati ottenuti dalle analisi di suscettibilità alla liquefazione, si nota che il valore maggiore di  $I_L$  pari a 1.3, ad indicare la bassa suscettibilità dei depositi sabbiosi nel contesto stratigrafico in cui si colloca la Galleria Artificiale A1.

Prova	Prog. (km)	z (m)	pc (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$z_w$ (m)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$r_d$ (m)	T	N1	N <sub>SPT</sub>	N <sub>a</sub>	R	FS	w (m)	F	Sp. (m)	$I_L$
S3	0+916	6.50	21.20	20	1.3	130	65	0.95	0.15	6.12	12	21.1	0.35	2.29	6.75	0.00	0.57	0.0
		10.50	3.44	20	1.3	210	105	1.14	0.18	0.00	19	18.2	0.23	1.29	4.75	0.00	1.85	
S8	2+245	9.00	43.36	19	2.67	171	107.7	0.93	0.12	8.34	11	18.7	0.25	2.10	5.50	0.00	1.20	0.0
		34.50	8.72	19	2.67	655.5	337.2	0.50	0.08	3.72	63	29.6	1.91	24.52	0.00	0.00	1.40	
S11	6+618	16.50	4.72	19	-1.3	313.5	161.5	1.21	0.19	0.00	16	11.6	0.14	0.77	1.75	0.23	3.20	1.3
		19.50	11.60	19	-1.3	370.5	188.5	1.21	0.19	5.16	16	15.5	0.18	0.96	0.25	0.04	2.00	

**Tabella 7: Risultati dell'analisi di rischio alla liquefazione**

<sup>2</sup> Toprak S., Holzer T. L. [2003] "Liquefaction potential index: field assessment", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No. 4, pp. 315-322

## 8 PREDISPOSIZIONI ESECUTIVI PER RITOMBAMENTI E RILEVATI

Per il ritombamento dei manufatti scatolari, secondo le geometrie riportate negli elaborati grafici di progetto, si potranno impiegare i materiali di risulta dagli scavi della galleria artificiale stessa secondo le specifiche e le caratteristiche geotecniche riportate nel seguito:

- Materiale di rinfianco dei conci scatolari:

Terreno di recupero dagli scavi di sbancamento della galleria artificiale

Litologia: ghiaie in matrice sabbiosa e limi

Peso di volume naturale: 20 KN/m<sup>3</sup>

Prestazione meccanica minima: 30°

- Ritombamento su impalcati:

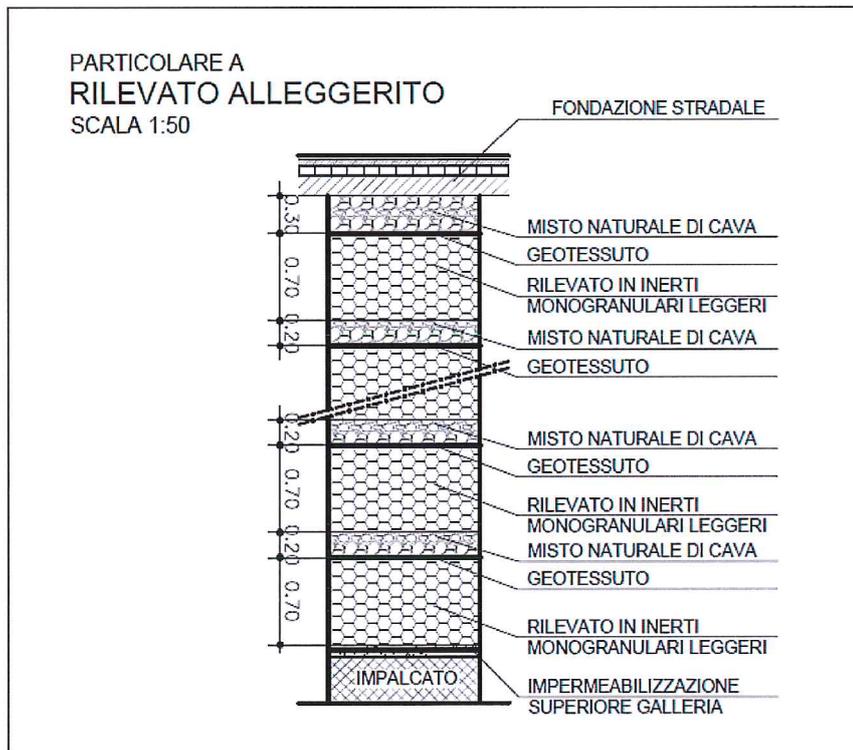
Terreno di recupero dagli scavi di sbancamento della galleria artificiale

Peso di volume naturale: 20 KN/m<sup>3</sup>

- Rilevati in materiale alleggerito:

Strati alternati misto granulare di cava (20 cm) – inerti leggeri (70 cm) con interposizione di telo in geotessuto alla base dello strato in misto granulare (come da particolare riportato nel seguito)

Peso di volume equivalente: 12 KN/m<sup>3</sup>



## 9 VERIFICA PORTANZA VERTICALE DIAFRAMMA CENTRALE

La verifica della portanza verticale del diaframma centrale è condotta in osservanza all'EC 7:2005, DA2 ovvero la *combinazione* di fattori di sicurezza parziali:

$$A1 "+" M1 "+" R2$$

La *capacità portante di progetto* del diaframma centrale è derivata, previa riduzione delle due componenti *caratteristiche* della portanza tramite opportuno fattore di sicurezza parziale, secondo la relazione seguente:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} - W_p$$

dove  $\gamma_b$  e  $\gamma_s$  sono identicamente pari a 1.1, in accordo con la tabella A.7 dell'UNI EN 1997-1:2005 (R2), e  $W_p$  rappresenta il contributo derivante dal peso del diaframma, alleggerito della sottospinta idrostatica agente alla base del medesimo.

Il valore caratteristico della portata totale verticale dei diaframmi è derivato dai "valori di calcolo" della resistenza alla punta  $R_{b,cal}$  e laterale  $R_{s,cal}$ , ridotti per effetto dei fattori di correlazione  $\xi_3$  -  $\xi_4$ , in funzione del numero di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

In merito alla scelta dei fattori di correlazione  $\xi_3$  -  $\xi_4$ , si adottano i valori indicati nell'Allegato A dell'UNI EN 1997-1:2005 -tabella A.10, in funzione dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica condotta sul *volume di suolo significativo* che, nel caso di un'opera lineare come un viadotto, è individuato per ogni singola opera di fondazione (ovvero in corrispondenza di ogni pila). Tali fattori sono esplicitati nella tabella riportata qui di seguito:

verticali	1	2	3	4	5	7	>= 10
$\xi_3$	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
$\xi_4$	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Per l'opera in disamina si considera un coefficiente di correlazione  $\xi_3$  pari a 1.27, corrispondente a 7 verticali indagate nel settore di intervento (F2S1-F2S2-CC11-CC03-CC06-CC08-CC09).

Per il calcolo della portata unitaria laterale si è considerato lo stato tensionale orizzontale agente sulla superficie del diaframma ed un coefficiente di attrito sulla superficie del calcestruzzo pari a 0.8.

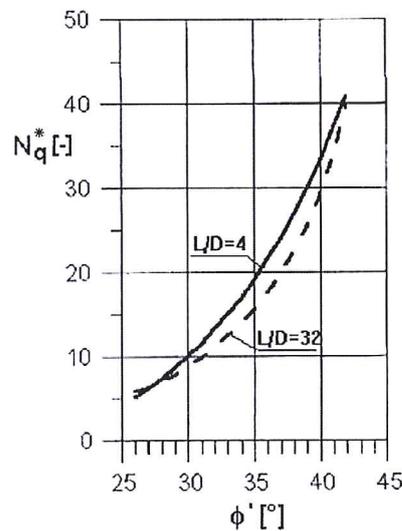
Il fattore di stabilità  $N_q$ , è calcolato mediando quanto restituito dalla relazione analitica di Meyerhof e dalla formulazione semi-empirica Berezantzev –  $N_q^*$  (1965).

#### Formulazione di Meyerhof

$$N_q = \left[ \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} \right]$$

#### Formulazione di Berezantzev

Il fattore di stabilità è definito per mezzo del seguente diagramma, noto  $\phi^* = \phi - 3^\circ$  (Kishida, pali trivellati), con  $\phi$  angolo di attrito di picco del terreno.

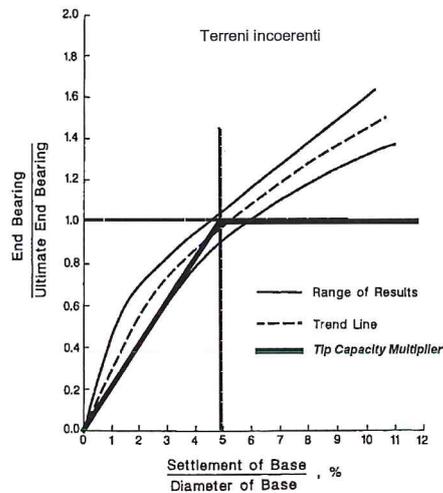


Abaco  $N_q^*$  (Berezantzev, 1965)

$$q_{ub} [\text{MPa}] = N_q^* \cdot \sigma'_{v0}$$

Alla portata unitaria calcolata secondo Berezantzev (1965), corrispondono cedimenti alla base del palo nel range 5-10%. La portata ultima di base, calcolata con  $N_q^*$  fattore di capacità portante, è associata al valore della profondità critica  $z_c$  (nell'ambito del medesimo strato), oltre la quale non si verifica un ulteriore incremento della portata unitaria di base. Il valore di  $z_c$ , così come  $N_q^*$ , è espresso secondo Berezantzev (1965, 1970), in relazione all'angolo di attrito  $\phi^*$ .

Considerando un angolo di attrito delle ghiaie costituenti l'unità G1-SX pari a  $41^\circ$  (al netto dell'effetto disturbo connesso alla realizzazione dei diaframmi), la formulazione analitica di Meyerhof conduce ad un fattore di capacità portante  $N_q = 74$ ; il valore dell' $N_q^*$ , derivato dall'Abaco di Berezantzev e successivamente proporzionato al livello deformativo prossimo al 12% il diametro del palo (tramite le curve di trasferimento del carico di Reese O'Neill – 1989), è pari a 47.



Curva di trasferimento del carico alla base del palo - Reese e O'Neill (1989)

Il fattore di stabilità secondo Meyerhof e Berezantzev è riferito ad un meccanismo di rottura tridimensionale in corrispondenza della punta del palo. Si è pertanto opportunamente ridotto il fattore di stabilità in considerazione dello stato tenso-deformativo piano che compete ai diaframmi. La riduzione è stata tarata in funzione del rapporto fra i volumi di rifluimento del terreno lungo la superficie laterale del diaframma e di un palo avente equivalente area di base. Considerando la geometria delle superfici di rottura insite al meccanismo di plasticizzazione del terreno (secondo l'approccio di Berezantzev le superfici sono limitate al volume di terreno posto oltre la base del palo), si assume che queste possano pienamente svilupparsi lungo i bordi liberi della sezione di base (direzione longitudinale del diaframma centrale) mentre la condivisione dei lati fra due diaframmi contigui, nella direzione trasversale, determina in linea teorica una doppia mobilitazione delle risorse di resistenza del medesimo volume di terreno, da cui la riduzione del contributo portante associato al lato condiviso, nella misura del 50%. Il "fattore di forma" calcolato secondo tale approccio è pertanto, rapportando all'unità il pieno sviluppo del meccanismo:  $0.25$  (lato libero esterno) +  $0.25$  (lato libero interno) +  $0.25 \cdot 0.50$  (lato condiviso) +  $0.25 \cdot 0.50$  (lato condiviso) =  $0.75$ .

Mediando quanto restituito dalle formulazioni di Meyerhof e Berezantzev ed applicando il "fattore di forma"  $0.75$ , si perviene al fattore di portanza  $Nq^* = 45$  (valore da riferirsi al concio di diaframma di base  $1.00 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$ ). Tale fattore di capacità portante è utilizzato ai fini del calcolo delle portate unitarie di base per i diaframmi posti sotto le carreggiate autostradali dell'A1, ovvero per il contesto nel quale risulta più sensibile il tema cedimenti. La capacità portante dei diaframmi posti esternamente al sedime A1, laddove è lecito accettare tassi deformativi sensibilmente superiori, allo Stato Limite Ultimo, è calcolata adottando il fattore di capacità portante calcolato secondo Meyerhof ( $0.75 \cdot 74 = 55.5$ )

Il massimo carico verticale sul diaframma centrale, per metro lineare di manufatto, è derivato dalla relazione di Calcolo della galleria artificiale; nello specifico i diaframmi più sollecitati sono quelli posti in corrispondenza delle carreggiate autostradali dell'A1. Si riportano nel seguito gli scarichi trasmessi dagli impalcati contigui sul singolo diaframma di lunghezza  $2.50 \text{ m}$ , tramite i quali è calcolata l'azione verticale per metro lineare impartita alla testa dei diaframmi.

$$\text{Azione verticale per metro lineare di diaframma: } (2660.8 + 2447.1) / 2.5 = 2043.2 \text{ kN/m}$$

Tale azione decresce a  $1656 \text{ kN/m}$  per i diaframmi esterni al sedime A1 (considerando sulla doppia luce di  $18 \text{ m}$  un sovraccarico permanente di  $40 \text{ kPa}$ , un peso proprio strutturale di  $15 \text{ kPa}$  ed un sovraccarico variabile di  $10 \text{ kPa}$ , combinati allo SLU).

Si allega il prospetto di verifica della portanza verticale del diaframma centrale. Il calcolo delle portate unitarie laterali e di base dei diaframmi è condotto in termini di tensioni efficaci, considerando un regime di pressioni idrostatiche (agente al contorno del diaframma centrale) regolato dalla soggiacenza della falda pari a  $5 \text{ m}$  da p.c.. E' infatti lecito attendersi un effetto perturbativo della galleria e delle trincee di invito sul naturale regime idrogeologico, con associata, seppur limitata (asse stradale sub-parallelo alle linee di flusso), riduzione della pressione d'acqua interstiziale in corrispondenza del diaframma centrale oggetto di analisi. Si è considerata, pertanto, la condizione di locale depressione della piezometrica in corrispondenza del setto centrale, in misura di  $1.00 \text{ m}$  rispetto alla soggiacenza minima della falda, in condizioni indisturbate (galleria non presente).

**Verifica portanza diaframma centrale - SLU**
Quote

quota fondo scavo:	$z_s$	8.45	m da piano campagna
quota falda:	$z_w$	5.00	m da piano campagna
quota fondo diaframma:	$z_d$	17.50	m da piano campagna

Diaframma

lunghezza tot	$L$	16.00	m
lunghezza infissa	$d$	9.05	m
larghezza	$l$	1.00	m (=1m lineare)
spessore	$t$	1.00	m
peso specifico cls	$\gamma_{cls}$	25	kN/m <sup>3</sup>
peso proprio diaframma	$W$	400	kN

Terreno

peso specifico	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
angolo di attrito (val medio)	$\varphi$	42	[°]
sottospinta al fondo scavo	$u_s$	123	kPa

tensione eff base diaframma	$\sigma'_{v0}(d)$	67.4	kPa
-----------------------------	-------------------	------	-----

Portata laterale

coeff attrito	—	0.8	[/]
portata unitaria	$q_s$	25	kPa
tratto resistente		7.00	m
portata totale laterale	$Q_s$	284	kN
coeff sicurezza	$\gamma_s$	1.10	[/]
fattore di correlazione	$\xi_3$	1.27	

Portanza di punta

coeff portanza base	$N_q^*$	45	[/]
portata unitaria	$q_b$	3032	kPa
portata totale di base	$Q_b$	3032	kN
coeff sicurezza	$\gamma_b$	1.10	[/]
fattore di correlazione	$\xi_3$	1.27	

Portata totale

	$Q$	2096	kN	$Q > N_d$
<u>Carico totale agente</u>	$N_d$	2043	kN	

**Verifica portanza diaframma centrale - SLU**
Quote

quota fondo scavo:	$Z_s$	8.45	m da piano campagna
quota falda:	$Z_w$	5	m da piano campagna
quota fondo diaframma:	$Z_d$	15.00	m da piano campagna

Diaframma

lunghezza tot	$L$	13.50	m
lunghezza infissa	$d$	6.55	m
larghezza	$l$	1.00	m (=1m lineare)
spessore	$t$	1.00	m
peso specifico cls	$\gamma_{cls}$	25	kN/m <sup>3</sup>
peso proprio diaframma	$W$	338	kN

Terreno

peso specifico	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
angolo di attrito (val medio)	$\phi$	42	[°]
sottospinta al fondo scavo	$u_s$	94	kPa

tensione eff base diaframma	$\sigma'_{v0}(d)$	45.6	kPa
-----------------------------	-------------------	------	-----

Portata laterale

coeff attrito	–	0.8	[/]
portata unitaria	$q_s$	21	kPa
tratto resistente		4.00	m
portata totale laterale	$Q_s$	135	kN
coeff sicurezza	$\gamma_s$	1.10	[/]
fattore di correlazione	$\xi_3$	1.27	

Portanza di punta

coeff portanza base	$N_q^*$	55.5	[/]
portata unitaria	$q_b$	2532	kPa
portata totale di base	$Q_b$	2532	kN
coeff sicurezza	$\gamma_b$	1.10	[/]
fattore di correlazione	$\xi_3$	1.27	

Portata totale

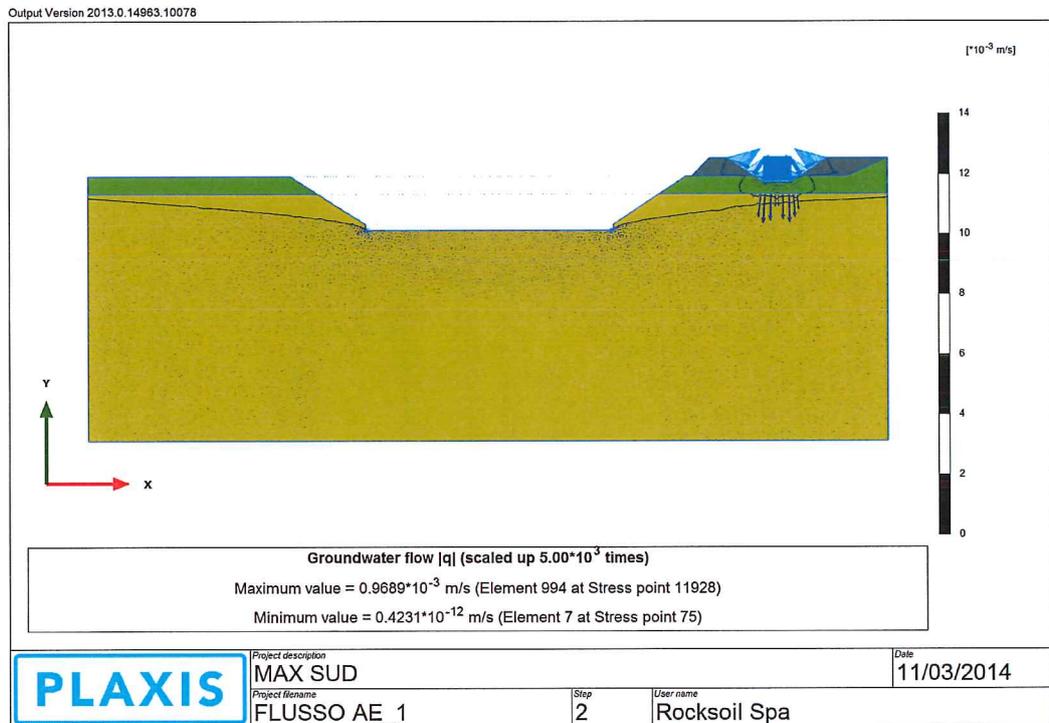
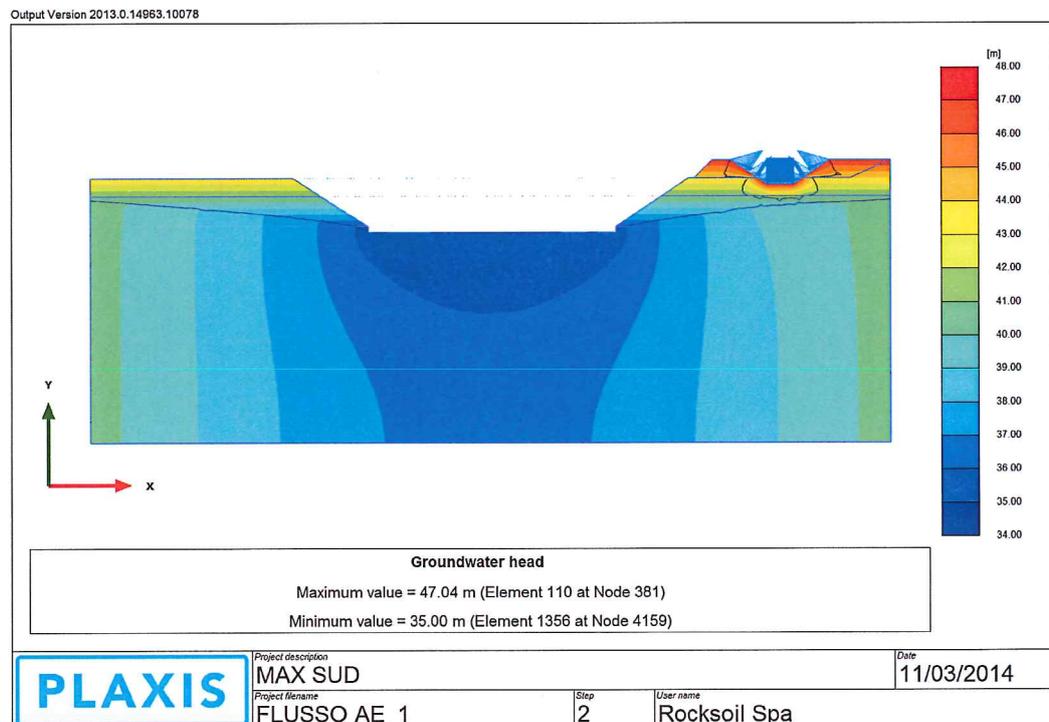
<b>Q</b>	<b>1667</b>	<b>kN</b>
----------	-------------	-----------

Carico totale agente

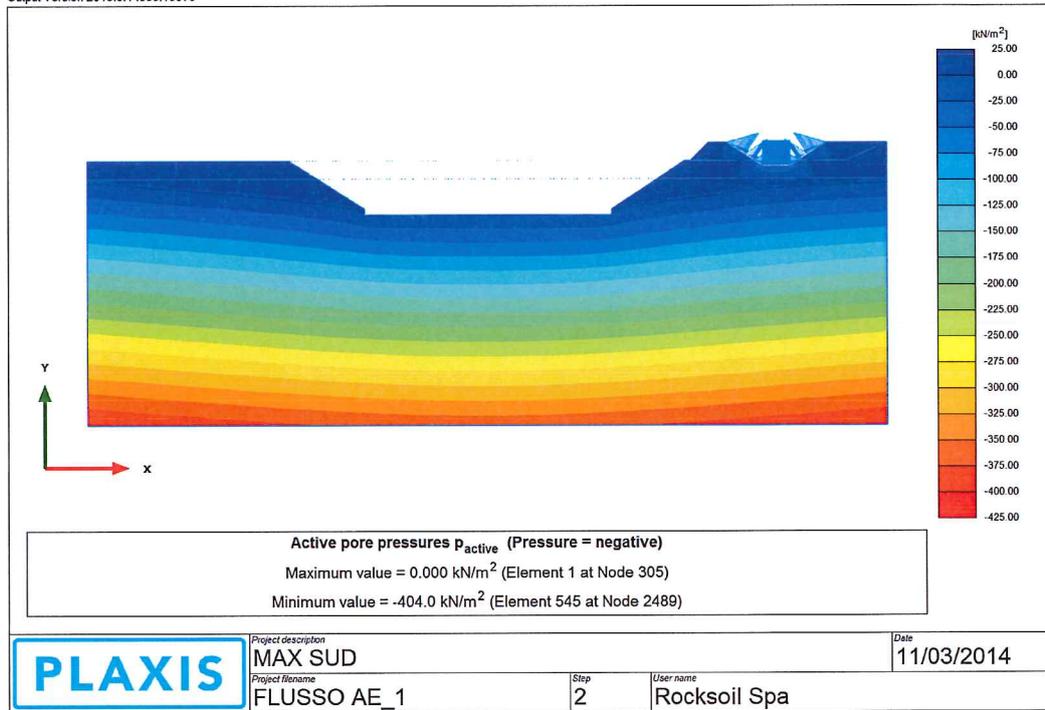
<b><math>N_d</math></b>	<b>1656</b>	<b>kN</b>
-------------------------	-------------	-----------

 **$Q > N_d$**

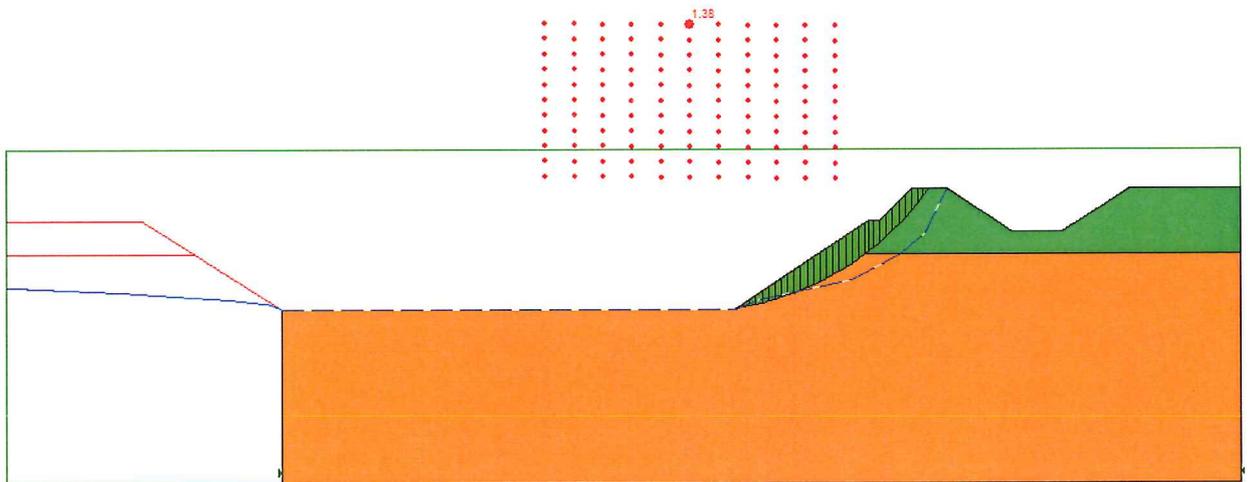
**ALLEGATO: ANALISI DI STABILITÀ DEGLI SCAVI**

**ANALISI DI STABILITÀ DEGLI SCAVI – OUTPUT DI CALCOLO**  
**SCAVI PER LA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA ARTIFICIALE SOTTO A1**

**SEZIONE DI SCAVO MASSIMA – FLUSSO DI FILTRAZIONE**

**SEZIONE DI SCAVO MASSIMA – FLUSSO LINEE EQUIPOTENZIALI**

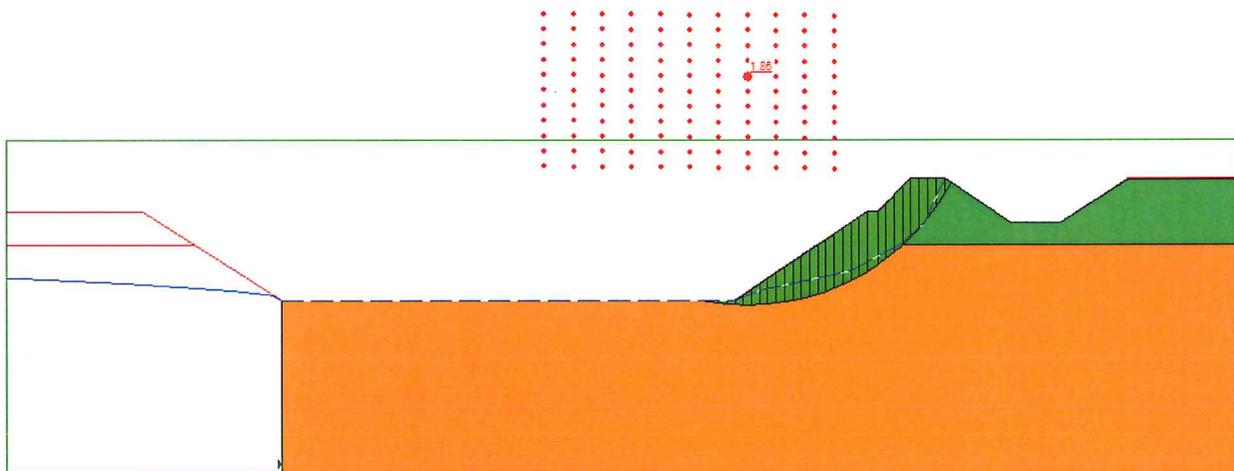
Output Version 2013.0.14963.10078



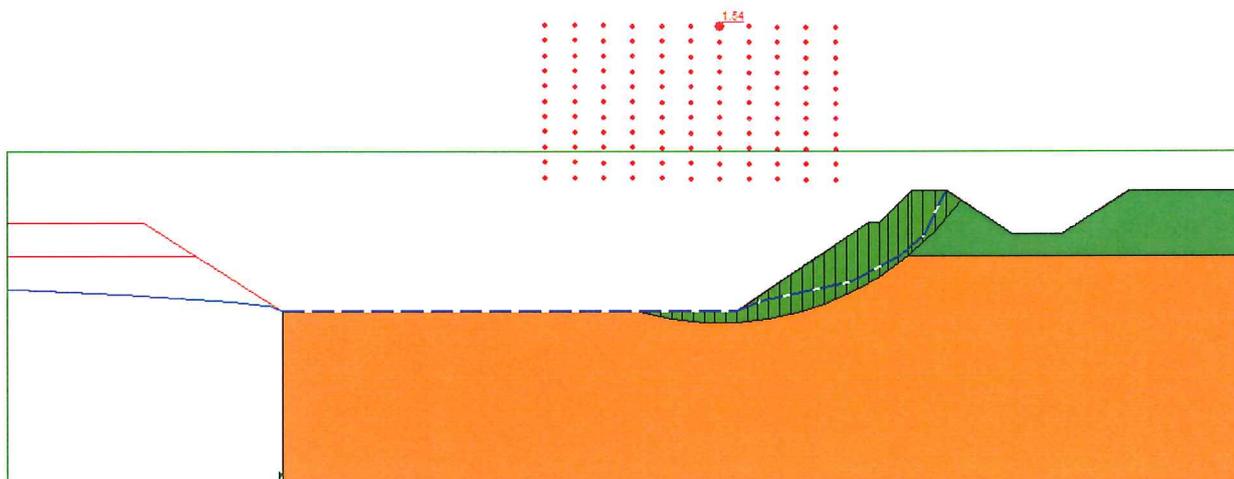
SEZIONE DI SCAVO MASSIMA – PRESSIONI INTERSTIZIALI



SEZIONE DI SCAVO MASSIMA – STABILITÀ IN CONDIZIONI DRENATE – ANALISI STATICA

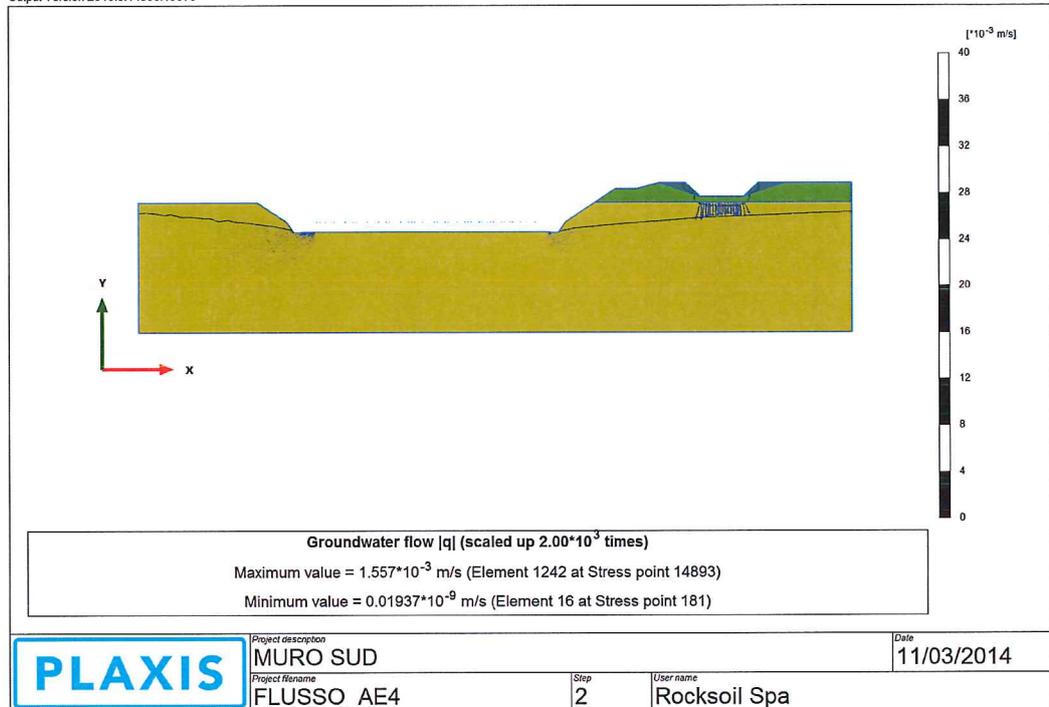


SEZIONE DI SCAVO MASSIMA – STABILITÀ IN CONDIZIONI NON DRENATE – ANALISI STATICA



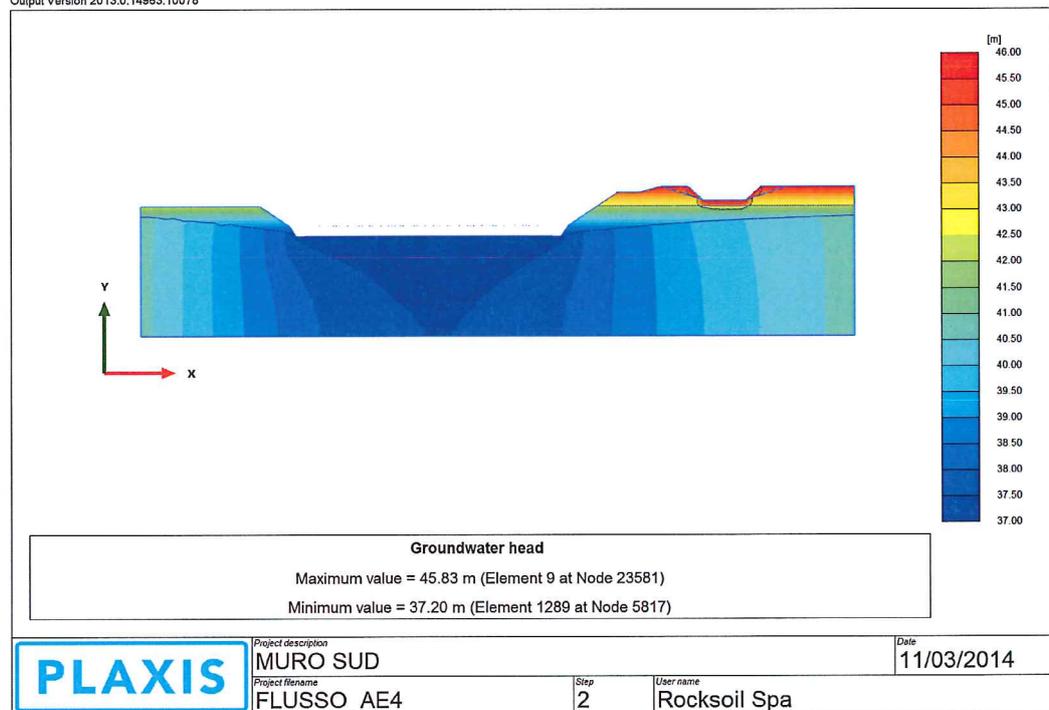
SEZIONE DI SCAVO MASSIMA – STABILITÀ IN CONDIZIONI NON DRENATE – ANALISI SISMICA

Output Version 2013.0.14963.10078



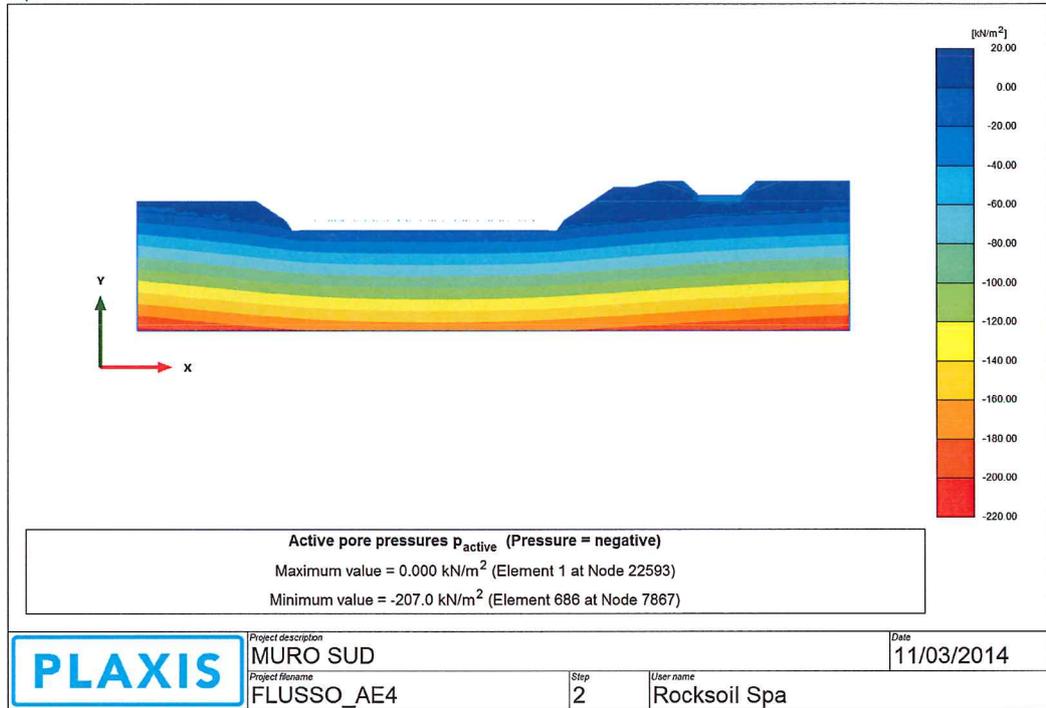
SEZIONE MURO SUD – FLUSSO DI FILTRAZIONE

Output Version 2013.0.14963.10078

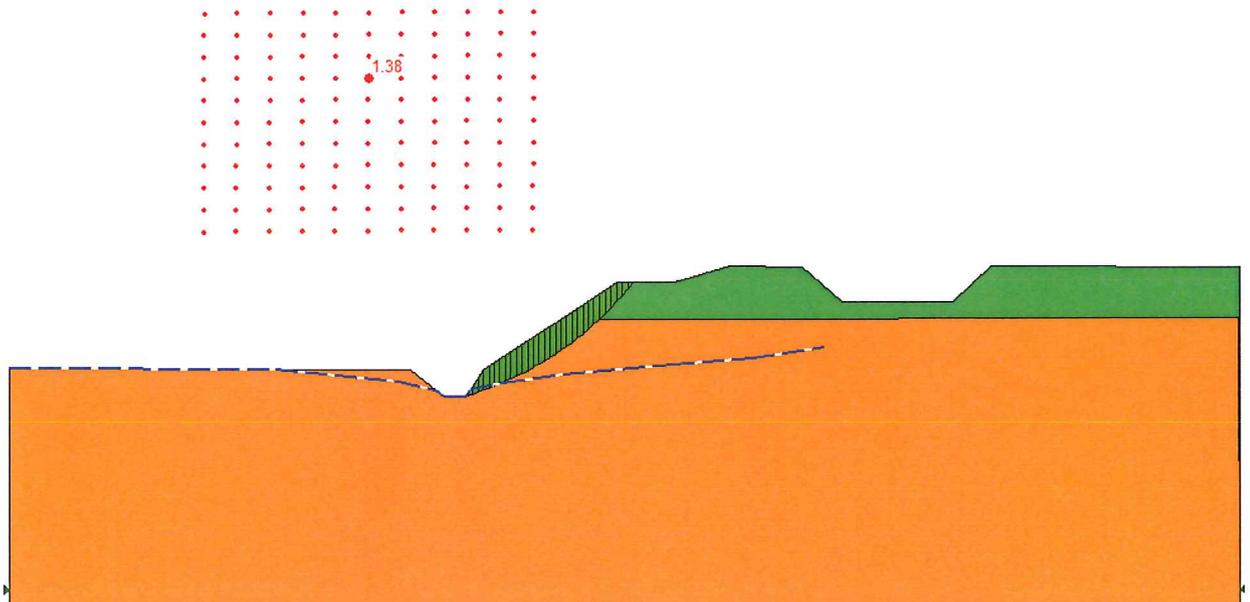


SEZIONE MURO SUD – LINEE EQUIPOTENZIALI

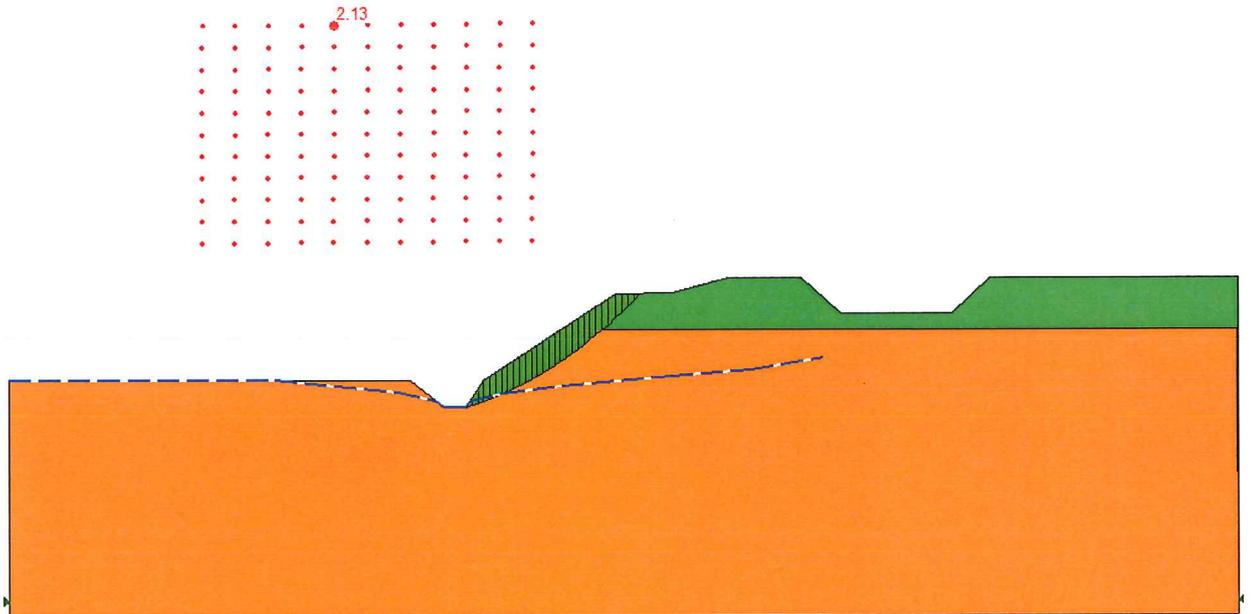
Output Version 2013.0.14963.10078



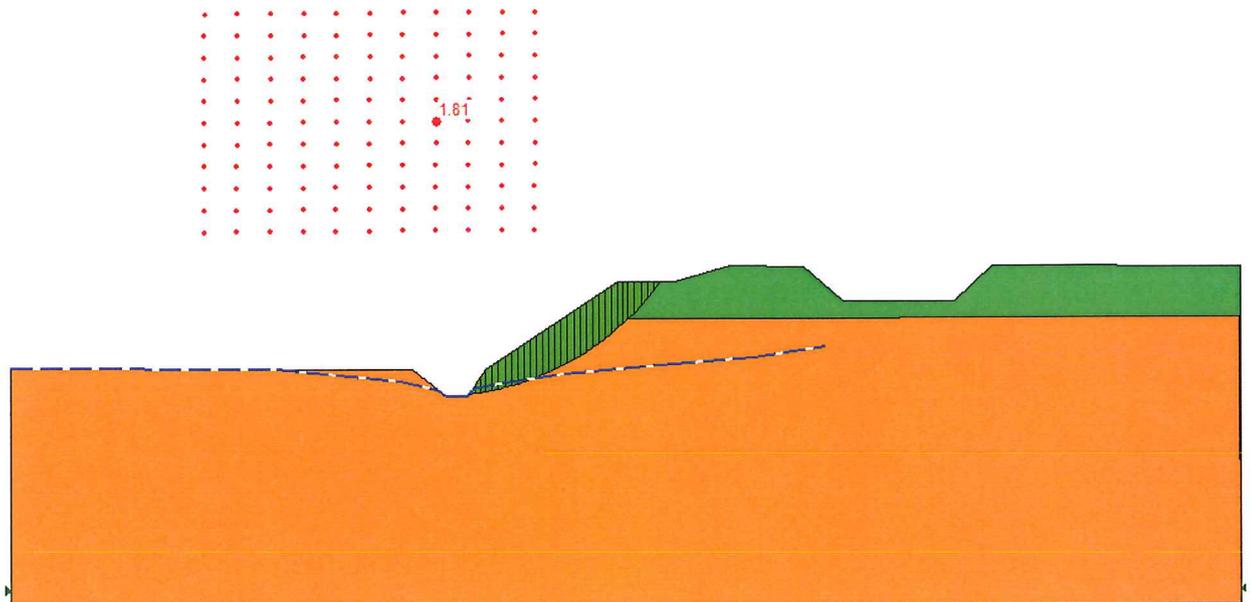
SEZIONE MURO SUD – PRESSIONI INTERSTIZIALI



SEZIONE MURO SUD – STABILITÀ IN CONDIZIONI DRENATE – ANALISI STATICA

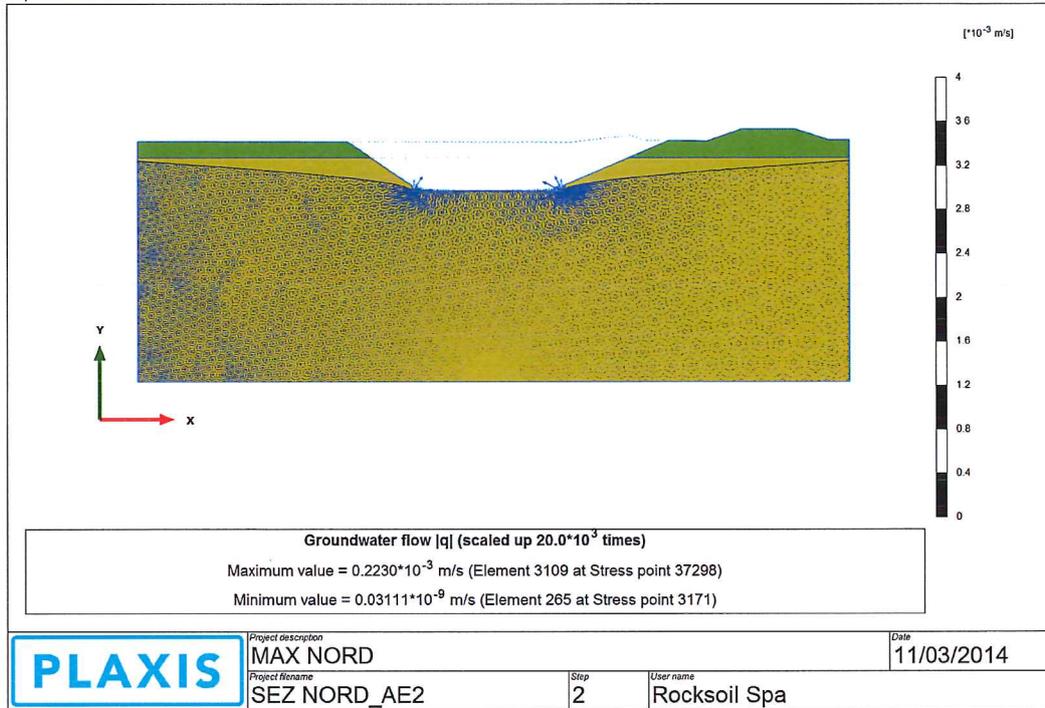


SEZIONE MURO SUD – STABILITÀ IN CONDIZIONI NON DRENATE – ANALISI STATICA



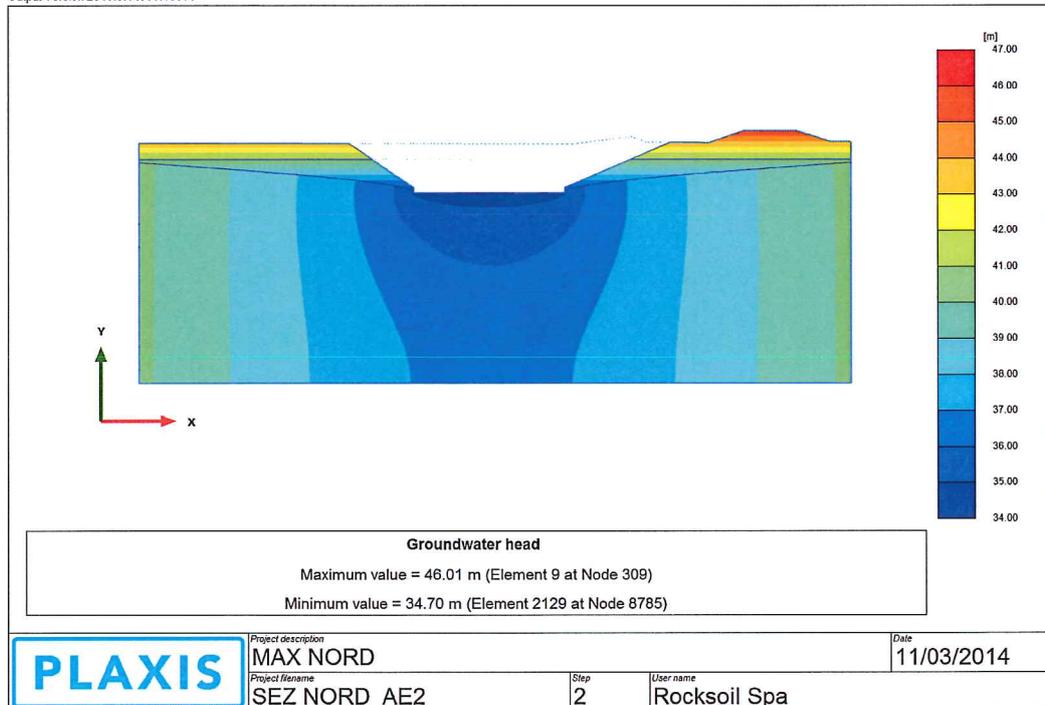
SEZIONE MURO SUD – STABILITÀ IN CONDIZIONI NON DRENATE – ANALISI SISMICA

Output Version 2013.0.14963.10078



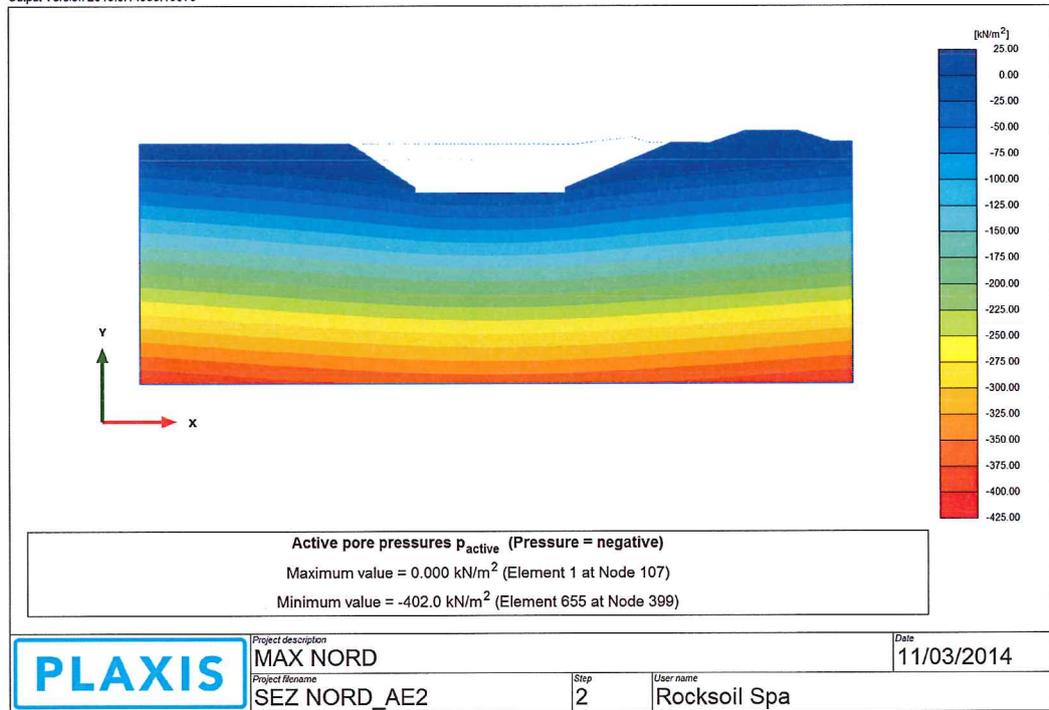
SEZIONE NORD – FLUSSO DI FILTRAZIONE

Output Version 2013.0.14963.10078

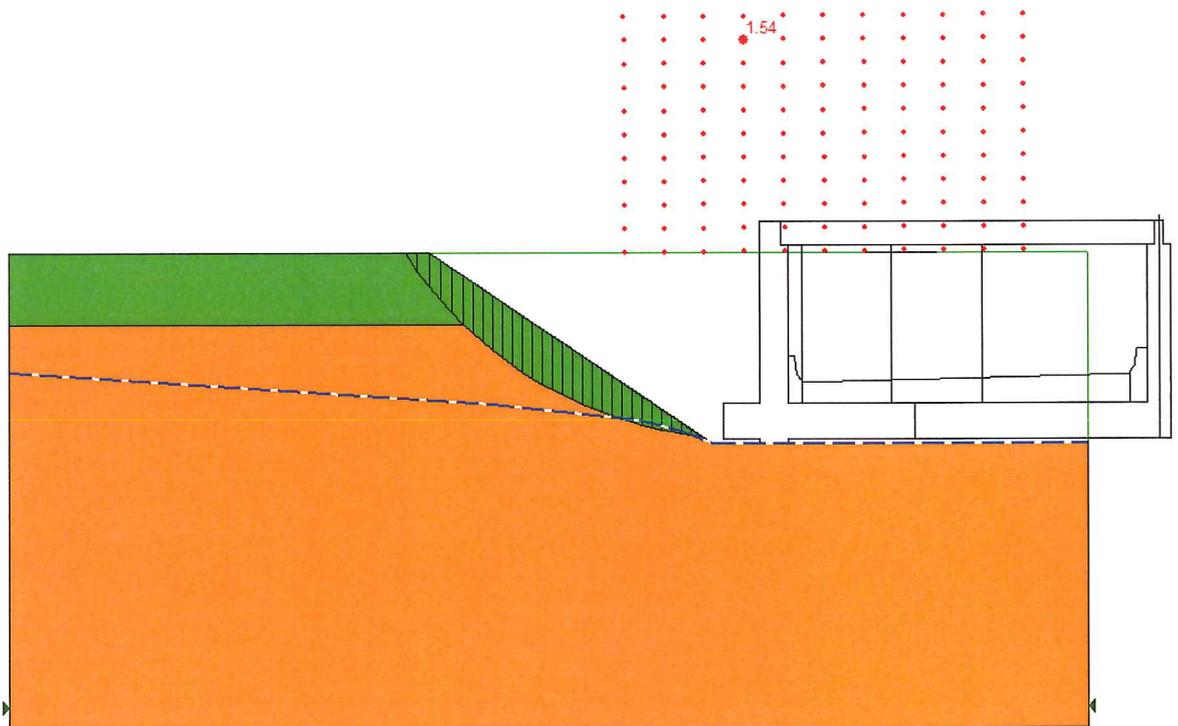


SEZIONE NORD – LINEE EQUIPOTENZIALI

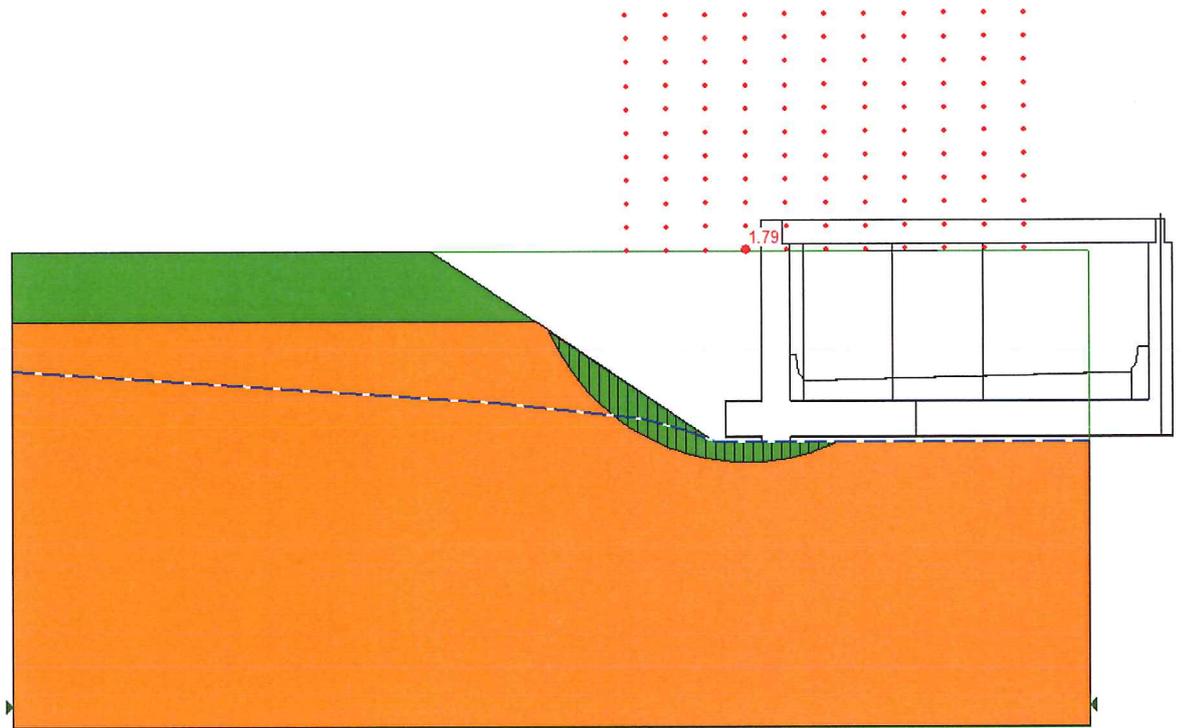
Output Version 2013.0.14963.10078



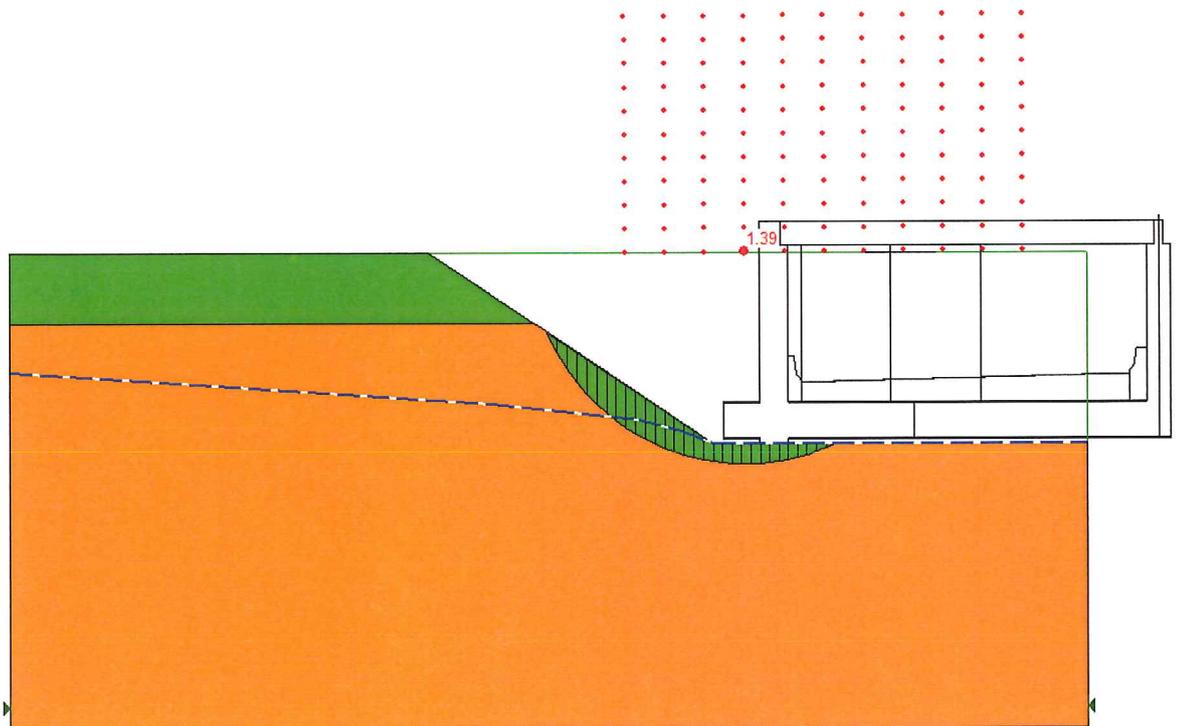
SEZIONE NORD – PRESSIONI INTERSTIZIALI



SEZIONE NORD – STABILITÀ IN CONDIZIONI DRENATE – ANALISI STATICA



SEZIONE NORD – STABILITÀ IN CONDIZIONI NON DRENATE – ANALISI STATICA



SEZIONE NORD – STABILITÀ IN CONDIZIONI NON DRENATE – ANALISI SISMICA