

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
Dot. Ing. Luca Bondanelli*

Il Geologo:

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

Ing. Giovanna Cassani

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano n. 20997

*GIOVANNA CASSANI
ORDINE INGEGNERI 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 **Ing. PIETRO MAZZOLI**

Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

*IMPRESA PIZZAROTTI
ISCRITTO ORDINE
INGEGNERI PARMA n.821*

Titolo Elaborato:

**Viabilità ordinaria e di adduzione all'Autostazione
Trecasali - Terre Verdiane
PR01 raccordo S.P. 10 autostazione Trecasali-Terre
Verdiane**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Geotecnica - Relazione Geotecnica

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	VO	VO	03	E	RE	001	A

Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
A	27/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	SPIGARELLI	CASSANI	MAZZOLI

SOMMARIO

1	NOTE INTRODUTTIVE	4
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.1	PROGETTO DEFINITIVO	5
2.2	PROGETTO ESECUTIVO	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE	9
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO	10
5.1	QUADRO GEOLOGICO-STRUTTURALE DI RIFERIMENTO	10
5.2	STRATIGRAFIA.....	10
5.3	MORFOLOGIA.....	12
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE UNITA'	13
6.1	PROFILO GEOTECNICO	13
6.2	LIMI (L-DX) IN DESTRA IDROGRAFICA TARO	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.2.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.2.2	PROPRIETA' FISICHE.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.2.3	PARAMETRI MECCANICI	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.2.4	PARAMETRI DI CONSOLIDAZIONE	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.2.5	QUADRO DI SINTESI.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
6.3	ARGILLE (A1-DX) IN DESTRA IDROGRAFICA TARO	13
6.3.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	13
6.3.2	PROPRIETA' FISICHE.....	14
6.3.3	PARAMETRI MECCANICI	18
6.3.4	PARAMETRI DI CONSOLIDAZIONE	21
6.3.5	QUADRO DI SINTESI.....	23
7	VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI	24
7.1	NOTE INTRODUTTIVE	24
7.2	APPROCCIO NORMATIVO DI VERIFICA	24
7.2.1	SOFTWARE DI CALCOLO	25
7.3	CRITERI DI CALCOLO	25
7.3.1	Metodi all'equilibrio limite	25
7.4	CONDIZIONI DI CARICO	26
7.4.1	SOVRACCARICO (CARICO MOBILE DA TRAFFICO).....	26
7.4.2	AZIONE SISMICA	27
7.5	VERIFICA DI STABILITA'INTERNA	27
7.6	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE	28
8	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI.....	29

8.1	PROCEDURA OPERATIVA	29
8.2	CEDIMENTI IMMEDIATI	29
8.3	CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA.....	31
8.3.1	NOTE GENERALI.....	31
8.3.2	STATO TENSIONALE DEI DEPOSITI COESIVI	32
8.3.3	ANALISI DELLE SOVRATENSIONI INDOTTE DAL CORPO DI CARICO	34
8.3.4	METODO EDOMETRICO PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA.....	36
8.3.5	EVOLUZIONE TEMPORALE DEL CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA	38
8.3.6	RISULTATI DELLE ANALISI CONDOTTE	45
9	ANALISI DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	46
	ALLEGATO A – VERIFICA DI STABILITA' INTERNA DEL RILEVATO	49
	ALLEGATO B – VERIFICA DI STABILITA' ESTERNA DEL RILEVATO	51
	ALLEGATO C: CALCOLO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI	55
	ALLEGATO D : CALCOLO DEI CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE	56

1 NOTE INTRODUTTIVE

Oggetto del presente documento è la progettazione delle opere geotecniche all'aperto da realizzarsi nell'ambito del PR01 raccordo S.P. 10 autostazione TreCasali-Terre Verdiane.

Nel presente documento, dopo un breve inquadramento del contesto geotecnico di riferimento, sono presentate le verifiche di stabilità, sia interna che esterna, della sezione trasversale del rilevato avente maggior altezza sul piano campagna.

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:

- S21 (1986)
- P30 (1986)
- P49 (1998)
- S11 (2005)
- P6 (2005)
- CC22 (2013)
- PU01 (2013)
- PU02 (2013)
- CH8 (2013)

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 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

5.1 QUADRO GEOLOGICO-STRUTTURALE DI RIFERIMENTO

Lo schema strutturale della pianura emiliana ed in particolare dell'area della bassa Parmense, è caratterizzato da due distinti fasci di thrusts a vergenza appenninica: il Fronte di accavallamento esterno (E.T.F.) definisce il limite della catena sepolta; il Fronte di accavallamento appenninico (P.T.F.) definisce il limite della catena affiorante. Gli eventi deformativi responsabili di questa situazione strutturale possono essere ricondotti ad una compressione e ad un raccorciamento crostale con lo sviluppo degli archi a seguito delle "zone di ostacolo" definite precedentemente.

Nella porzione di pianura Parmense considerata rientra la struttura anticlinale individuata dall'allineamento Monticelli Terme – Stradella – Fontevivo, struttura intersecata trasversalmente dalla linea tettonica del Taro che determina in pianta un inarcamento delle linee dei thrusts.

L'evoluzione della pianura Parmense risulta controllata sia dall'attività geodinamica che dalle variazioni climatiche del Pleistocene, tanto che la configurazione attuale dell'intera successione alluvionale deriva dalla deformazione di quella intercorsa durante la sedimentazione.

Le più chiare testimonianze di questi processi, a cui è riconducibile la morfologia del margine appenninico in generale, sono costituite dalle geometrie terrazzate dei depositi continentali affioranti nella fascia pedecollinare.

Nell'area in studio i terreni appartengono alle Alluvioni antiche e recenti del post glaciale (Olocene). I depositi del substrato marino sono rilevabili a profondità variabili tra 350 e 500 metri, al di fuori del volume di terreno significativo riferito all'interazione con le opere in progetto.

In generale l'evoluzione dell'area ha dato origine a strutture fittamente interdigitate con frequenti eteropie laterali che sono riassumibili con la presenza di numerose lenti di materiali di origine e granulometria differente. Partendo da inizio lotto, zona interconnessione A1-A15, il tracciato interessa la porzione distale del conoide del fiume taro, caratterizzata da un'alternanza di livelli ghiaiosi con livelli argilloso-limosi. Verso fine lotto si interseca la conoide del Fiume Po caratterizzata da un'alternanza di livelli sabbiosi con livelli argilloso-limosi

5.2 STRATIGRAFIA

In corrispondenza della viabilità oggetto di studio, in sponda destra del fiume Taro, si rilevano, a partire dal piede lato campagna dell'argine maestro, terreni a composizione prevalentemente limoso-argillosa. In sponda destra del Taro, infatti, il potente livello ghiaioso che caratterizza la litologia superficiale delle aree poste immediatamente a sud si approfondisce e nel contempo si assottiglia: tale configurazione è legata al progressivo approfondimento della Conoide del Taro, che in quest'area è in prossimità del margine distale.

In questa tratta di fatto, la successione litologica prevede dall'alto verso il basso (vedi stralcio del Profilo Geologico di Progetto Esecutivo riportato di seguito):

- un livello superficiale di limo ed argilla in alternanza di spessore medio compreso tra 13 e 17 metri;
- uno strato ghiaioso intermedio con lenti di argilla e limo, di spessore compreso tra 20 e 24 metri;
- un livello argilloso profondo

5.3 MORFOLOGIA

La dinamica fluviale è la principale responsabile della formazione di questo settore della Pianura Padana formatasi ad opera dei sedimenti trasportati dai corsi d'acqua ivi confluenti, pur con i significativi condizionamenti connessi con le subsidenze differenziali descritte in precedenza e con la neotettonica in ragione dei movimenti delle strutture sepolte.

Il tracciato in progetto interessa esclusivamente la medio-bassa pianura parmense, in destra del F. Po. Le principali forme rilevabili sono legate a processi dovuti all'azione delle acque superficiali ovvero all'azione di erosione, deposito e trasporto del F. Taro e marginalmente, settore terminale del lotto, del F. Po.

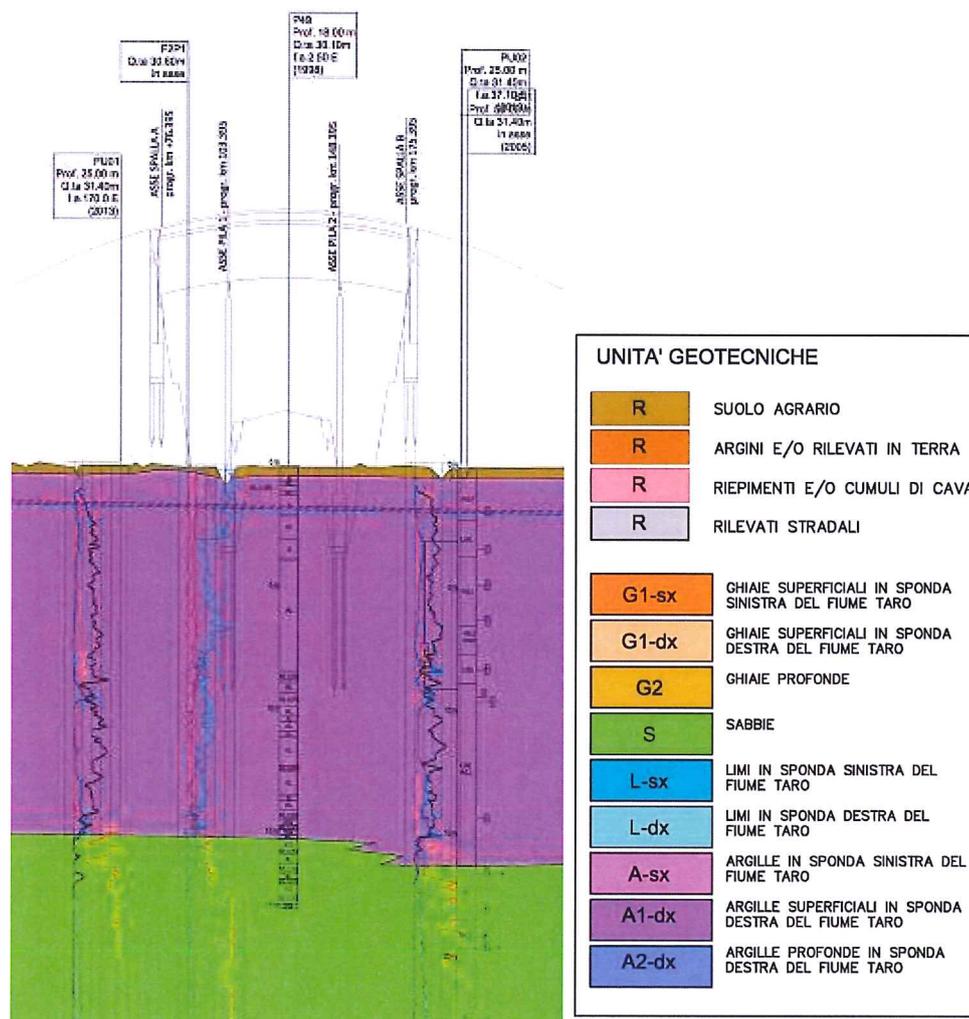
L'antica paleoconoide del Taro presenta il suo limite circa due chilometri a sud dell'autostrada del Sole. La sua asta sino a S. Quirico è caratterizzata da un dosso a leggera convessità trasversale che sottolinea la sopraelevazione della golena rispetto alla pianura circostante. L'andamento dell'altimetria è orientato in direzione S-N con una correlata diminuzione del gradiente. In sintesi l'area in progetto è sostanzialmente pianeggiante, sono identificabili solo blandi dossi di pianura e piccole scarpate fluviali in corrispondenza del F. Taro, e scarpate in corrispondenza delle aree di cava.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE UNITA'

6.1 PROFILO GEOTECNICO

Si riporta, a seguire, il profilo geotecnico con individuazione delle unità interessate dalla viabilità in esame.

La caratterizzazione geotecnica delle stesse è dettagliata nei successivi paragrafi.



6.2 ARGILLE (A1-DX) IN DESTRA IDROGRAFICA TARO

6.2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Passando dalla sponda sinistra alla sponda destra del Taro, proseguendo verso Nord, il livello delle ghiaie superficiali si approfondisce e nel contempo si assottiglia. Questa configurazione è legata al progressivo approfondimento della Conoide del Taro, che in quest'area è in prossimità del margine distale. A partire dalla Pk 4+000 circa, si assiste inoltre ad una progressiva diminuzione della granulometria dei depositi, tanto che le ghiaie costituenti l'unità in disamina vengono progressivamente sostituite lateralmente (eteropia) dalle sabbie.

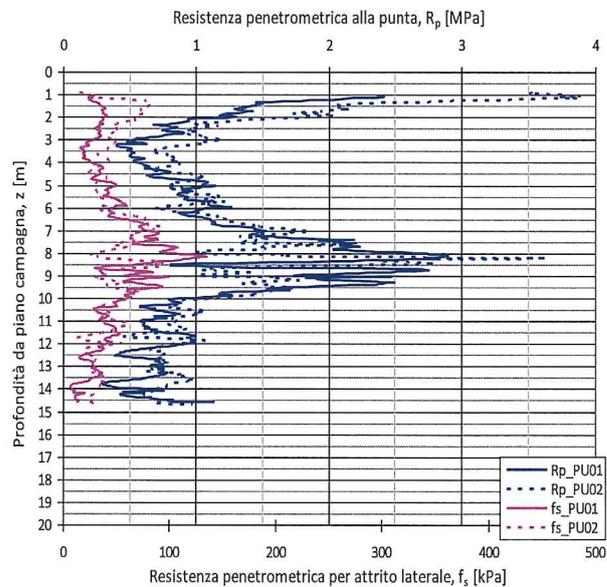
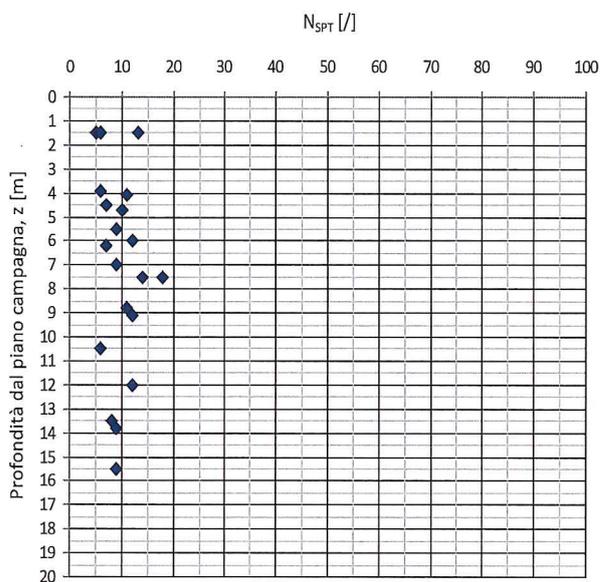
L'unità in disamina si colloca inferiormente alle ghiaie di cui sopra, costituendo a tratti depositi a struttura interdigitata. Gli orizzonti coesivi, di origine alluvionale post-glaciale, sono composti da argilla prevalente, limosa o debolmente limosa, talora con inclusi torbosi.

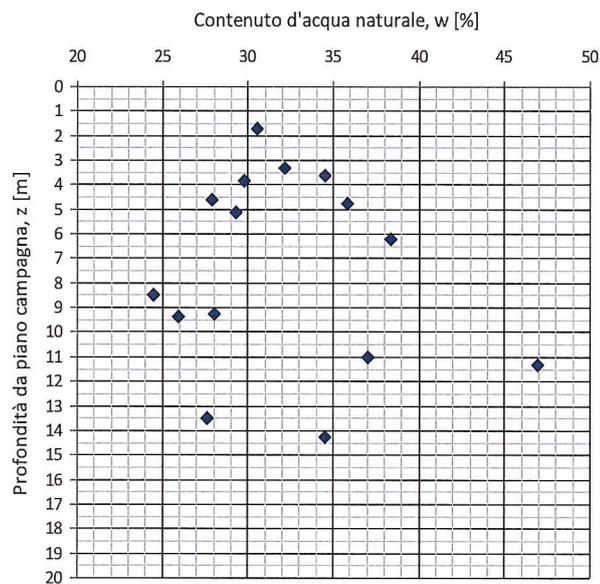
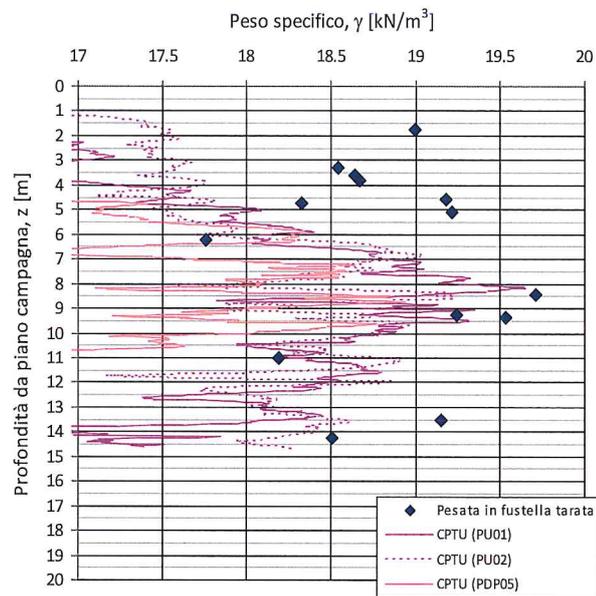
6.2.2 PROPRIETA' FISICHE

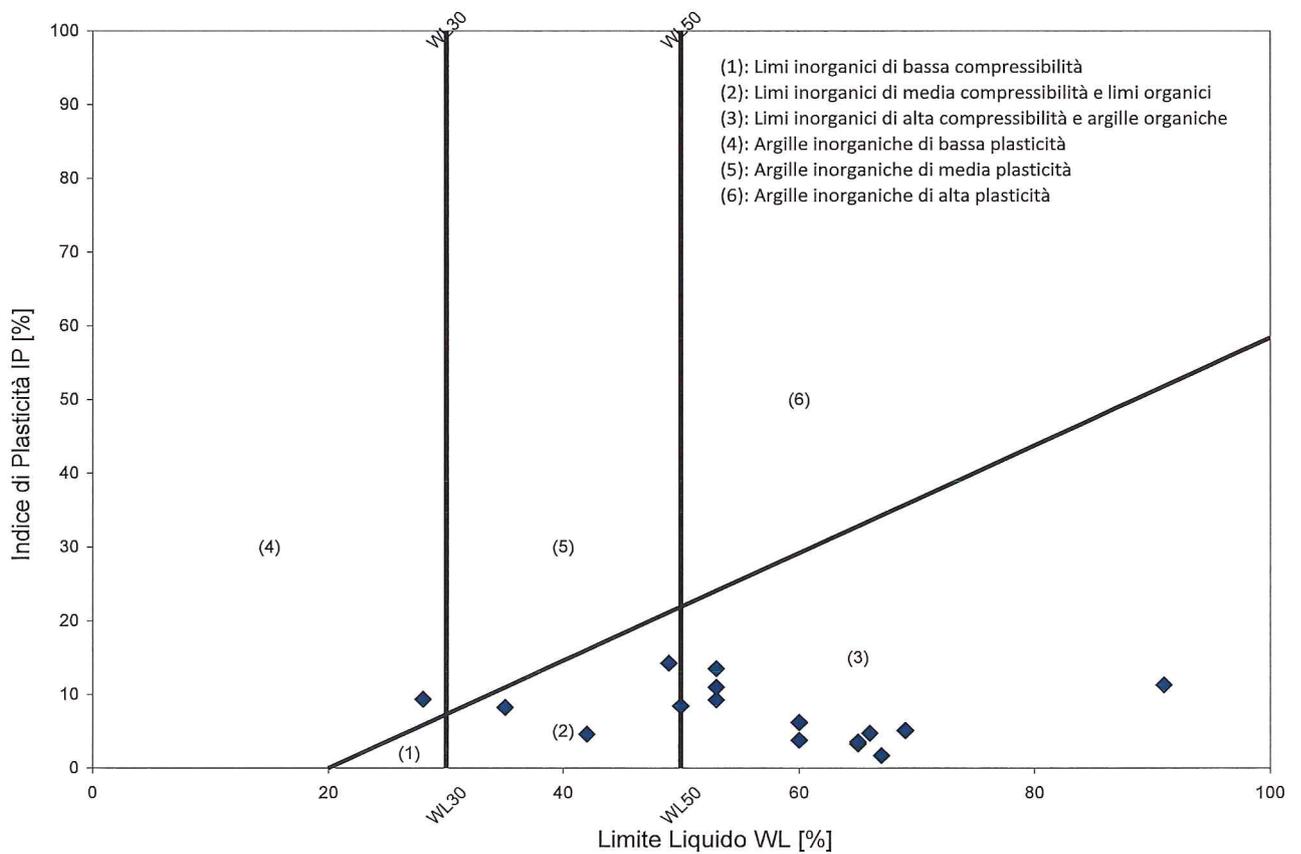
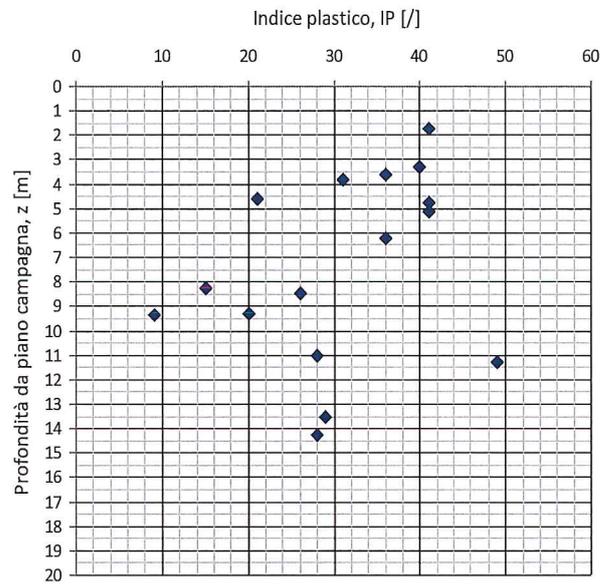
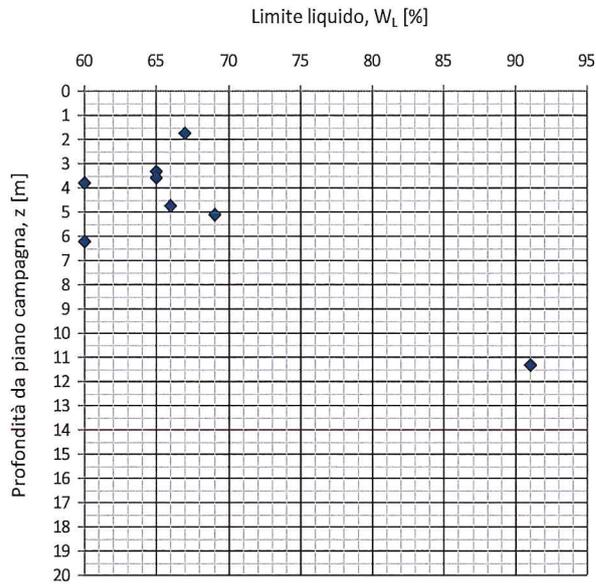
Si riportano le distribuzioni con la profondità dei seguenti parametri fisici, determinati attraverso le prove di laboratorio geotecnico e l'elaborazione dei risultati delle prove penetrometriche in situ, secondo quanto descritto al Capitolo 7:

- Peso di volume naturale (γ)
- Contenuto naturale in acqua W_n
- Conducibilità idraulica, da prova Lefranc in foro di sondaggio
- Limiti di consistenza (LL – LP) e classificazione secondo Carta Plasticità di Casagrande

Preliminarmente si riportano le misurazioni degli indici N_{SPT} e della resistenza alla punta da prove CPTU condotte entro l'unità geotecnica in disamina.



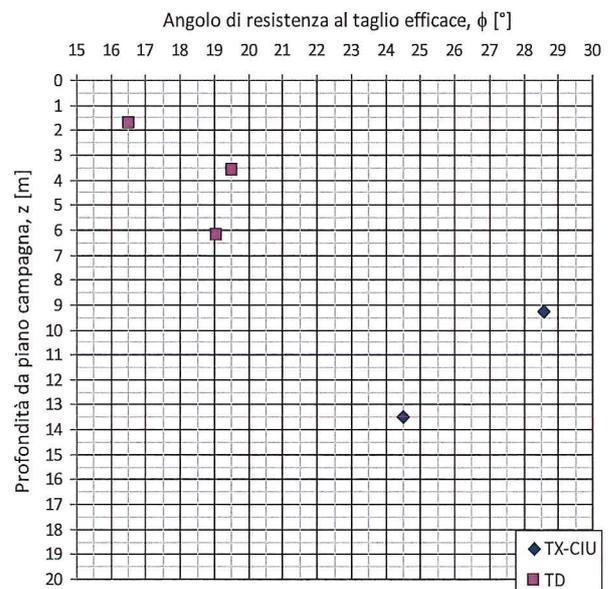
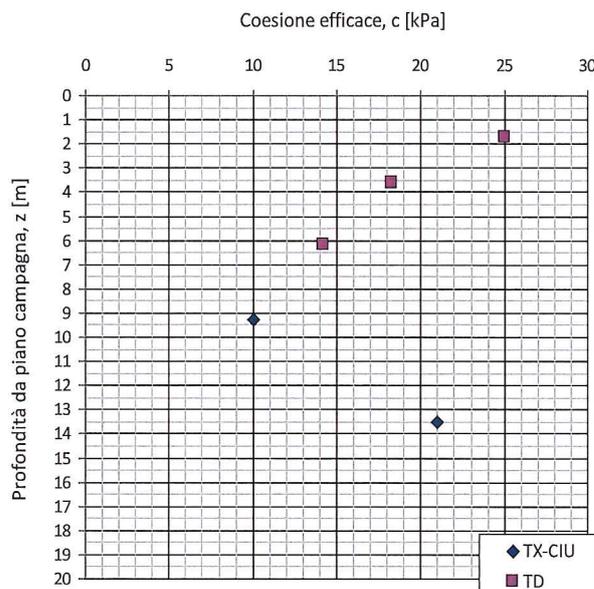


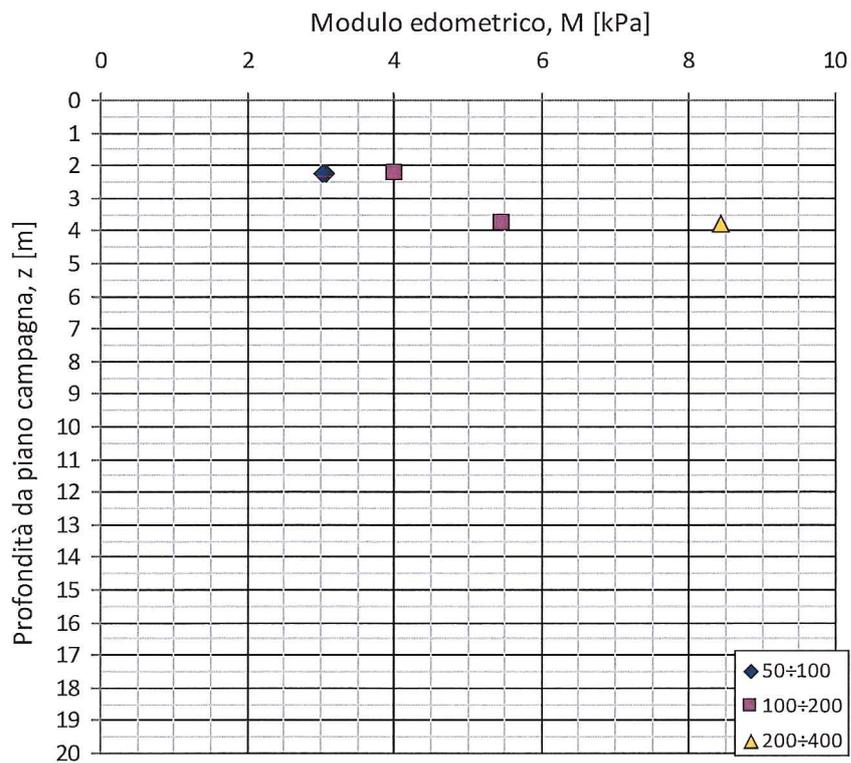
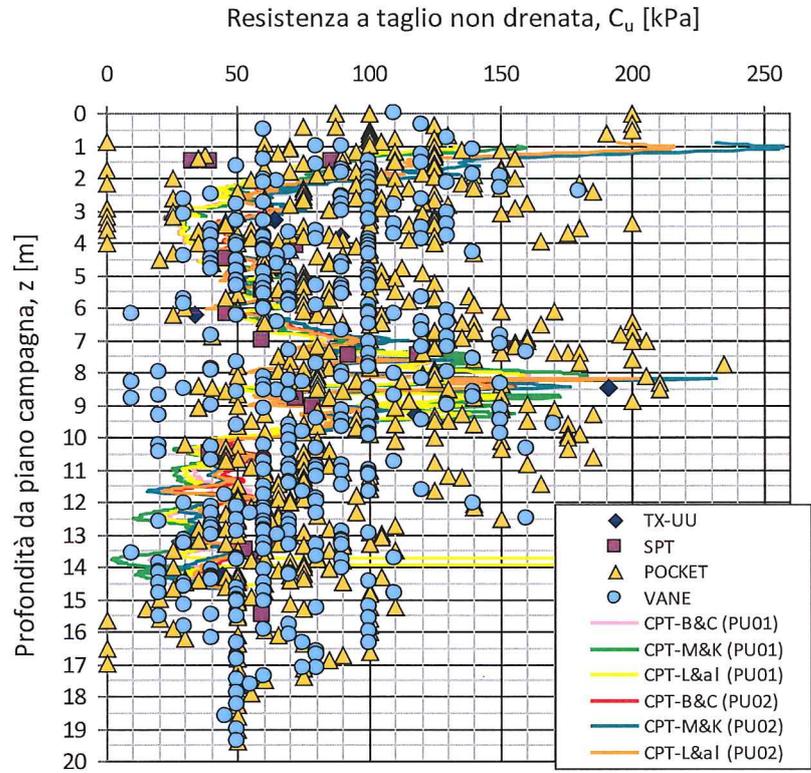


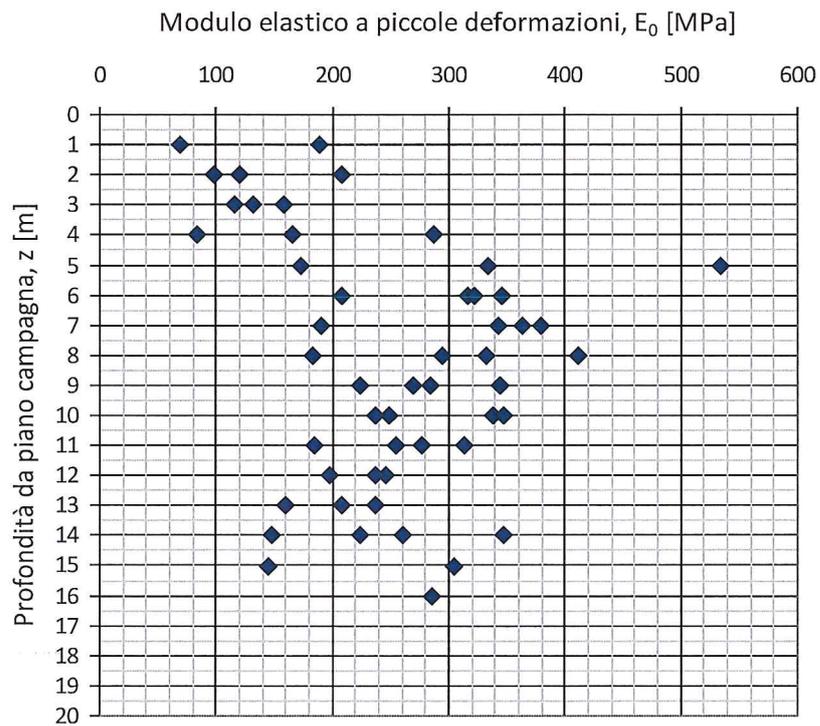
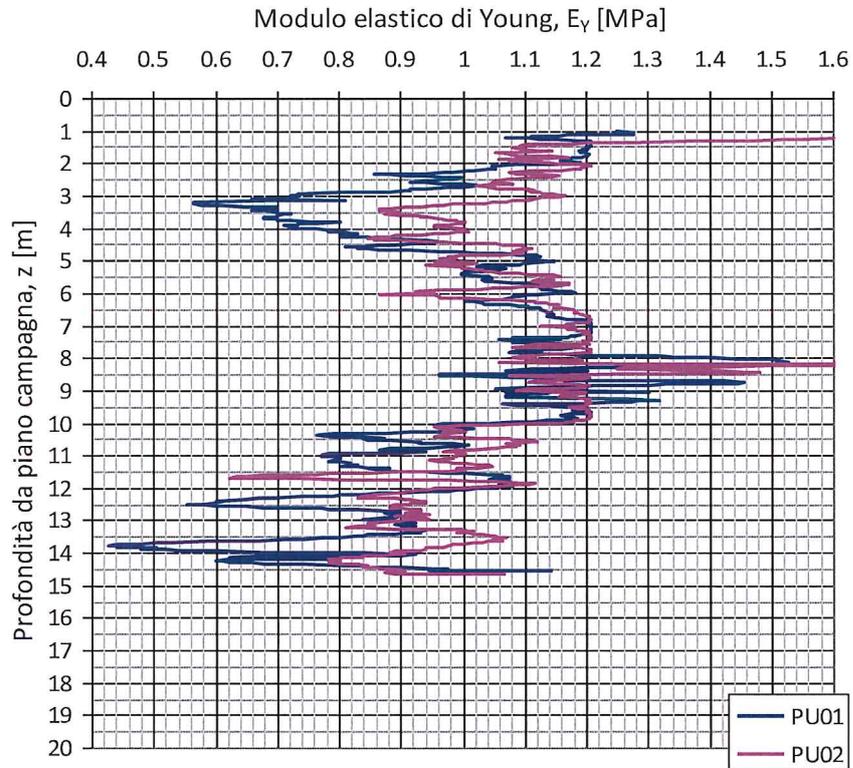
6.2.3 PARAMETRI MECCANICI

Si riportano le distribuzioni con la profondità dei seguenti parametri di resistenza e deformabilità, determinati attraverso le prove di laboratorio geotecnico e l'elaborazione dei risultati delle prove penetrometriche in situ, secondo quanto descritto al Capitolo 7:

- Angolo di attrito di picco (ϕ)
- Coesione efficace (c')
- Resistenza a taglio non drenata (C_u) da prove TX-UU, Vane Test e Pocket Penetrometer su carota, da interpretazione Prove in siti SPT in foro di sondaggio e CPTU.
- Modulo Elastico in condizioni edometriche (rappresentazione in relazione all'intervallo di pressione in cella edometrica nell'ambito del quale è avvenuta la determinazione)
- Modulo Elastico di Young (da interpretazione prova CPTU)
- Modulo Elastico a piccole deformazioni E_o , derivato da Prove sismica Cross-Hole



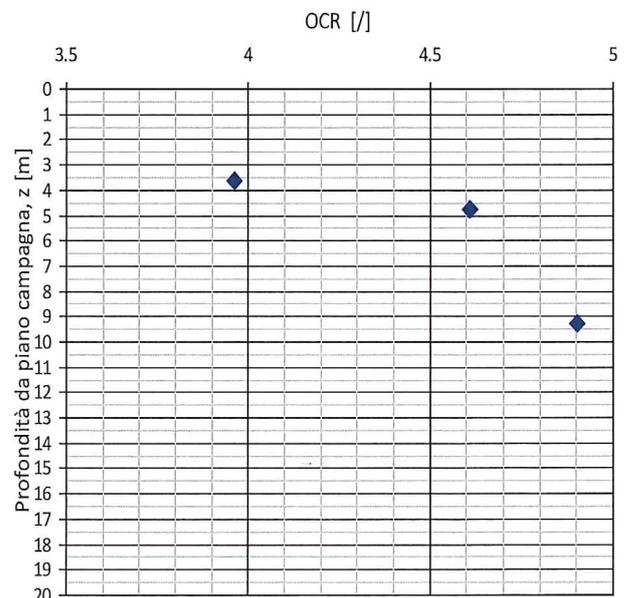
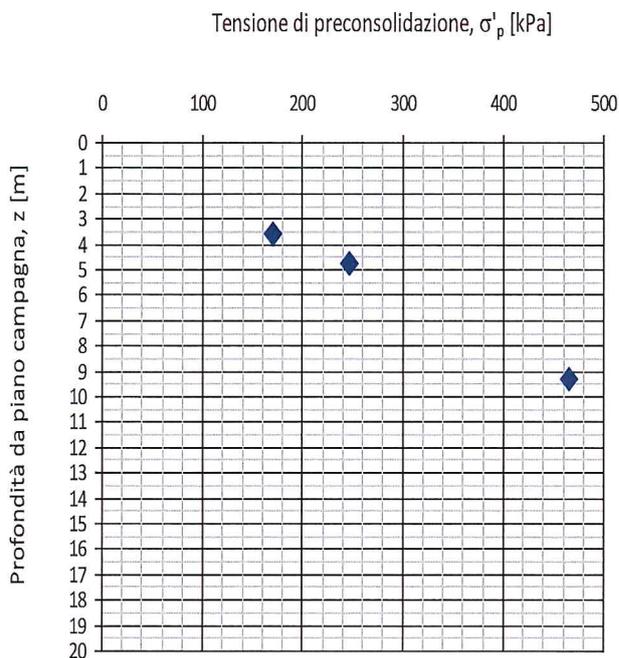
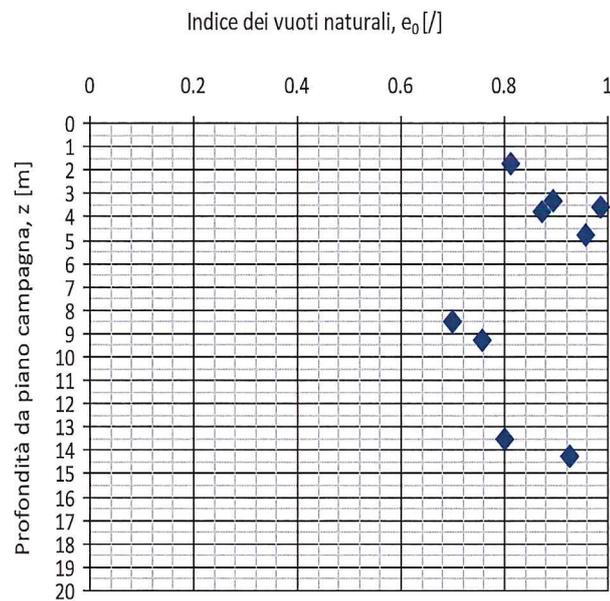


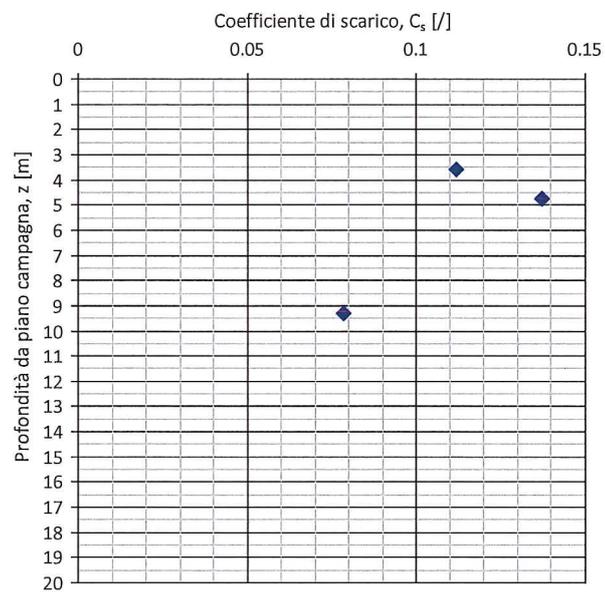
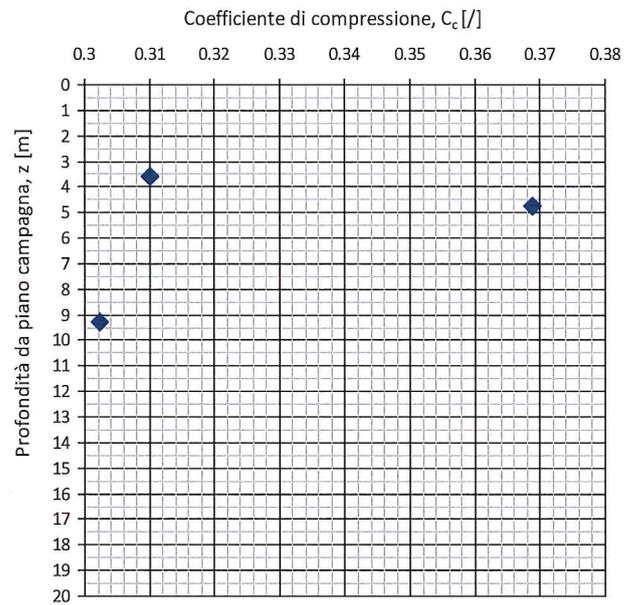
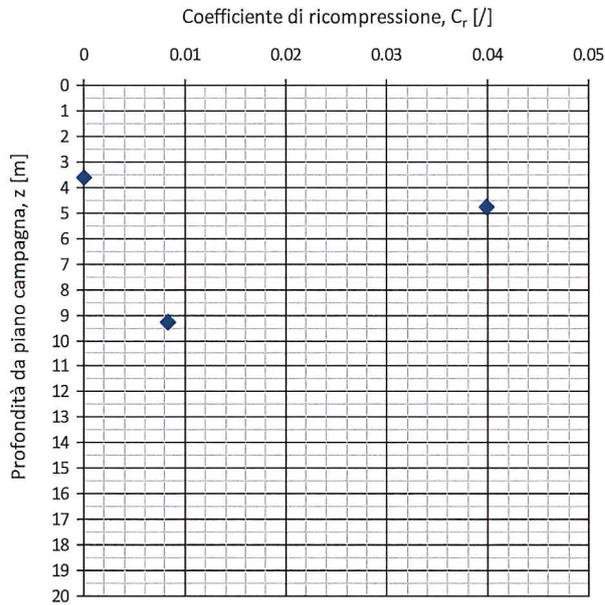


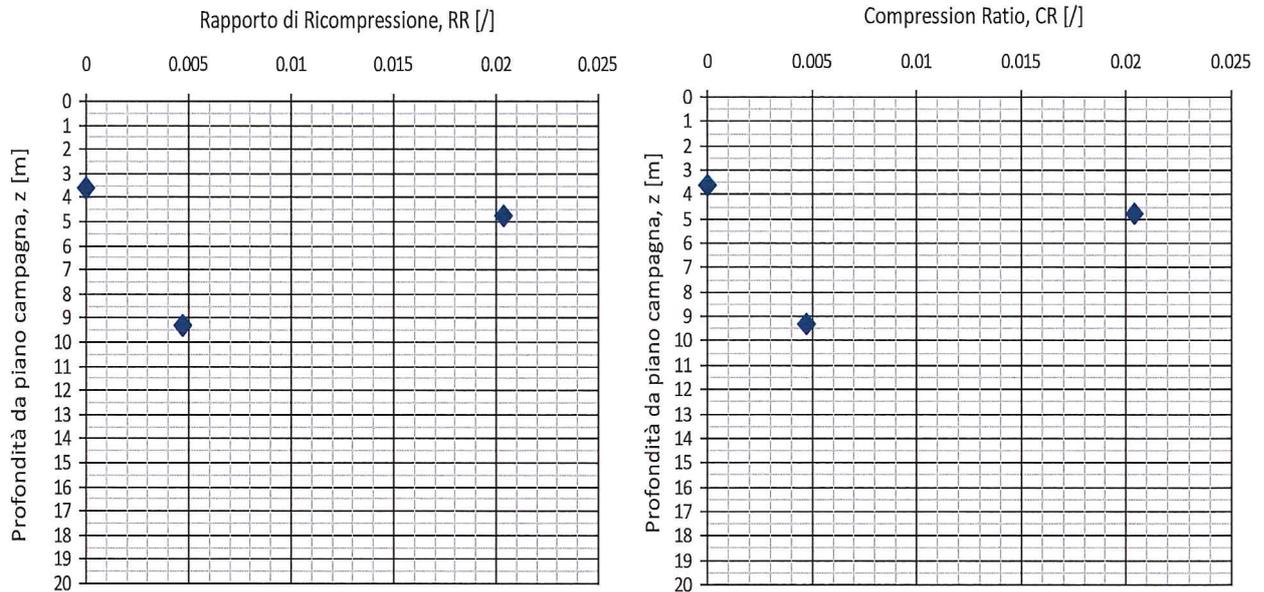
6.2.4 PARAMETRI DI CONSOLIDAZIONE

Si riportano le distribuzioni con la profondità dei seguenti parametri fisici e meccanici finalizzati allo studio dei fenomeni idromeccanici di interesse progettuale, ovvero la determinazione dei cedimenti per consolidazione ed il loro decorso nel tempo.

- Indice dei vuoti naturale, determinato preliminarmente l'esecuzione delle prove edometriche
- Tensione di preconsolidazione e grado di sovra consolidazione relativo (OCR)
- Coefficienti di compressibilità edometrica: compressione vergine, ricomprensione e scarico
- Rapporto di compressione CR e Rapporto di ricomprensione RR
- Coefficiente di consolidazione primaria e secondaria
-







6.2.5 QUADRO DI SINTESI

L'unità dei argille si colloca entro i primi 20 m da p.c. in destra idrografica del Taro, divenendo prevalente rispetto al litotipo a componente marcatamente limosa (unità L_dx) oltre la pk 4+000. Riguardo alle caratteristiche di deformabilità le argille in destra Taro esibiscono una compressibilità sensibilmente inferiore rispetto all'unità dei limi e, specialmente nel settore finale del tracciato, oltre la pk 6+000, è possibile rilevare sia dalle prove Cross-Hole che dall'interpretazione delle prove geotecniche in situ una scansione verticale del banco con presenza di un orizzonte caratterizzato da minor deformabilità nel range compreso fra le profondità 6-10 m da p.c. La medesima partizione interna all'unità è restituita dalla distribuzione della resistenza a taglio in condizioni non drenate.

La tabella che segue propone il set di parametri geotecnici caratterizzanti l'unità in disamina. Sono espressi i range di variazione e, fra parentesi, i valori caratteristici dei parametri di resistenza per i quali si è attuata l'analisi statistica.

Unità	eventuale discretizzazione nell'unità (con la profondità del banco)		Peso naturale di volume	c'	φ	Cu	E _o	E _{op}
	prof. da p.c.	prof. da p.c.						
	m	m						
A1_dx	1	6	18.5÷20.0	10÷25	18÷28	40÷120 (80)	100÷200	10-20
	6	10				60÷150 (100)		
	10	-->				40÷100 (60)		

Parametri di consolidazione

- $c_v = 5.0e-08$ [m²/s]
- $c_\alpha = 3.0e-01$ [m²/s]
- RR = 0.02 [/]
- CR = 0.17 [/]

7 VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI

7.1 NOTE INTRODUTTIVE

Sono nel seguito presentate le analisi e le verifiche di stabilità del rilevato stradale ospitante la deviazione provvisoria dell'Autostrada A1. Le analisi sono condotte con riferimento sia a possibili cinematici interni al materiale costituente il rilevato che a condizioni di stabilità globale del rilevato con i terreni di fondazione su cui poggia.

Si specifica che l'analisi di stabilità interna è stata condotta, secondo quanto detto precedentemente, con riferimento alla sezione n.2 (rilevato di approccio al CA05), ovvero per il rilevato di altezza maggiore che rappresenta, in tal senso, la condizione critica.

In tutte le analisi di stabilità condotte (sia globale che interna) si sono assunti i parametri di resistenza per il materiale costituente il rilevato, come da tabella seguente.

Materiale	γ	c'	ϕ'
	[kN/m ³]	[kPa]	[°]
Rilevato	20	0	35

Tabella 1: Parametri geotecnici di progetto per l'analisi di stabilità interna dei rilevati

La valutazione del grado di stabilità interna e globale è stata altresì svolta considerando come materiale costituente il rilevato terreni di riutilizzo stabilizzati a calce/cemento. Si sono considerati per tale materiale i parametri fisici e di resistenza presentati nella tabella seguente:

Materiale	γ	c'	ϕ'	C_u
	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]
Rilevato stabilizzato a calce-cemento	20	20	28	400

Tabella 11: Parametri geotecnici di progetto per l'analisi di stabilità dei rilevati stabilizzati a calce-cemento

7.2 APPROCCIO NORMATIVO DI VERIFICA

Nell'ambito della progettazione esecutiva dei rilevati, 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.

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

$$FS = \frac{R}{E} \geq 1.3$$

Dove:

E_d sono le azioni instabilizzanti

R_d sono le azioni stabilizzanti

F.S. è il coefficiente di sicurezza

7.2.1 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.

7.3 CRITERI DI CALCOLO

7.3.1 METODI ALL'EQUILIBRIO LIMITE

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.

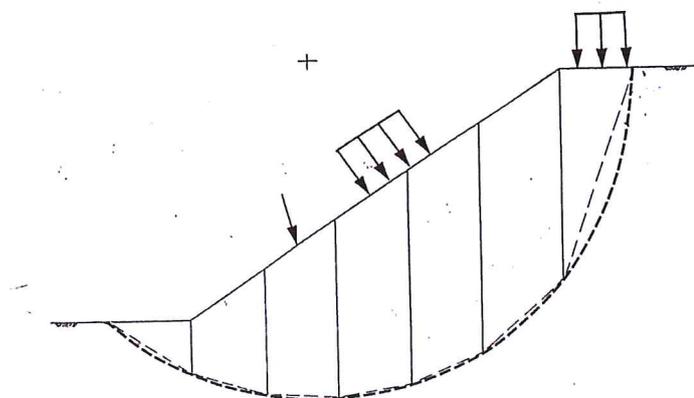


Figura 1: Suddivisione in concetti del meccanismo di rottura

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 concetti e l'equilibrio globale è analizzato come somma dell'equilibrio di ciascuno di essi facendo delle assunzioni semplificatrici sulle forze reciproche tra i concetti.

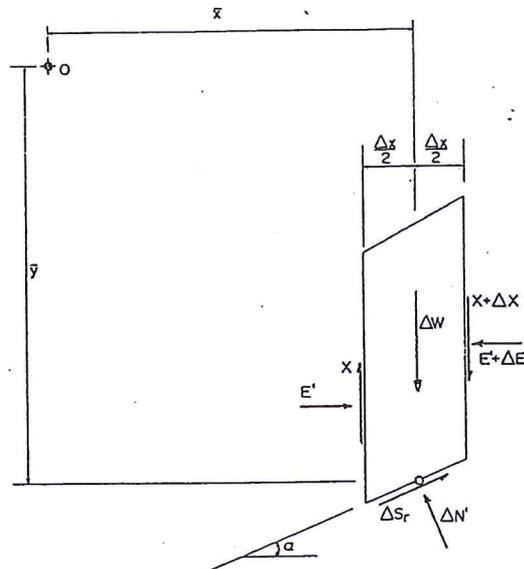


Figura 2: Forze agenti sul singolo concio

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;

τ_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.

7.4 CONDIZIONI DI CARICO

7.4.1 SOVRACCARICO (CARICO MOBILE DA TRAFFICO)

Per tutte le sezioni in esame (fatta eccezione per la sezione n. 404, posta alla pk 6498.0m, riferita alla di mitigazione acustica) è stato considerato un sovraccarico pari a 20kPa sulla sommità del rilevato, rappresentativo del carico mobile da traffico veicolare.

Conservativamente, tale sovraccarico è stato considerato agente anche in presenza di sisma.

7.4.2 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è introdotta nelle analisi mediante l'utilizzo del metodo pseudostatico.

Attraverso la definizione dei coefficienti sismici orizzontale e verticale k_h e k_v a ciascun concio costituente il cuneo di scivolamento è applicato un sistema di forze dato dalle seguenti relazioni:

$$F_{h,i} = W_i \times k_h$$

$$F_{v,i} = W_i \times k_v$$

In cui

W_i è il peso del concio i-esimo

$F_{h,i}$ e $F_{v,i}$ sono le forze orizzontali e verticali applicate al concio i-esimo

Applicato il sistema di forze che simula l'azione sismica, la ricerca della superficie di scivolamento critica avviene secondo le stesse modalità adottate per l'analisi statica.

Il raccordo in progetto si sviluppa nella sola Provincia di Parma, classificata in zona sismica 3 secondo l'Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri e successive modifiche e integrazioni. In particolare il tracciato è ubicato nelle zone sismiche come esplicitato nella seguente Tabella.

COMUNE	PROVINCIA	ZONA SISMICA
Fontevivo	PARMA	3
Fontanellato		
Parma		
Trecasali		
Sissa		

Tabella 2: Zonazione sismica

In accordo con la succitata normativa, alla zona sismica 3 corrispondono i seguenti valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale:

- $k_h=0.094$
- $k_v= \pm 0.047$

7.5 VERIFICA DI STABILITA'INTERNA

L'elaborazione è stata rivolta considerando tutte le superfici di scivolamento potenzialmente critiche ad eccezione di quelle a carattere marcatamente corticale: in tali situazioni difatti il cinematismo risulta impedito dalla presenza dell'apparato radicale proprio dello strato di inverdimento o della pavimentazione stradale. Nella tabella che segue si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti sia in condizioni statiche che in presenza di sisma. Si precisa che, essendo il materiale costituente il rilevato di natura incoerente, le analisi sono state condotte con riferimento alle sole condizioni drenate.

SEZIONE	CASO	FS
H max	STATICO (CD)	1.56
	SISMICO (CD) ↑	1.31
	SISMICO (CD) ↓	1.33

Tabella 3: Coefficienti di sicurezza per le analisi di stabilità interna dei rilevati realizzate con materiale granulare

Nel caso di rilevati realizzati con terre stabilizzate a calce/cemento, si osserva che non si instaura alcun meccanismo di instabilità interna: il fattore di sicurezza minimo va guardato con riferimento ai meccanismi di instabilità globale, riportati nel seguito.

7.6 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Le analisi di stabilità condotte con software SLOPE/W hanno restituito, per la sezione rappresentativa esaminata, valori dei coefficienti di sicurezza globale superiori al minimo imposto dalla norma applicata D.M. LL.PP. 11/03/1988. Nelle tabelle che seguono si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Le analisi di stabilità sia statiche che in presenza di sisma sono state condotte in condizioni drenate (CD), laddove il terreno di sedime del rilevato abbia natura prevalentemente incoerente. Per le sezioni in cui i rilevati sono fondati su strati di materiale coesivo, le analisi di stabilità in situazione statica sono state condotte con riferimento sia a condizioni drenate (CD) che non drenate (CND), mentre in presenza di azione sismica si è adottato il solo approccio di calcolo in condizioni non drenate (CND).

SEZIONE	CASO	FS
Hmax	STATICO (CD)	2.22
	STATICO (CND)	4.95
	SISMICO (CND) ↑/↓	4.22 - 4.07

Tabella 4: Coefficienti di sicurezza per le analisi di stabilità globale del rilevato deviazione provvisoria A1 (NB: nel caso sismico, con ↑/↓ si è voluta indicare l'analisi condotta con accelerazione pseudo-statica diretta, rispettivamente, verso l'alto/verso il basso)

SEZIONE	CASO	FS
Hmax	STATICO (CD)	6.52
	STATICO (CND)	9.66
	SISMICO (CND) ↑/↓	6.64 - 6.35

Tabella 13: Coefficienti di sicurezza per le analisi di stabilità globale del rilevato deviazione provvisoria A1 realizzato con terreni stabilizzati a calce-cemento (NB: nel caso sismico, con ↑/↓ si è voluta indicare l'analisi condotta con accelerazione pseudo-statica diretta, rispettivamente, verso l'alto/verso il basso)

8 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

8.1 PROCEDURA OPERATIVA

In funzione della natura incoerente o coesiva dei terreni di fondazione si è proceduto al calcolo delle seguenti componenti dei cedimenti totali attesi al piano di posa del rilevato:

- Strati di natura incoerente: cedimento immediato (elastico);
- Strati di natura coesiva: cedimento immediato (elastico);
cedimento di consolidazione primaria con valutazione del decorso nel tempo dello stesso.

8.2 CEDIMENTI IMMEDIATI

Il calcolo del cedimento immediato è stato condotto per mezzo del codice di calcolo FEM PLAXIS 2D versione 2011, sviluppato dalla Delft University of Technology & Plaxis bv, Olanda. Il software consente di eseguire analisi di stabilità e di deformazione per applicazioni geotecniche in condizioni di deformazione piana.

Il problema è studiato costruendo un modello agli elementi finiti, specificando le proprietà dei materiali e le condizioni al contorno. Il modello ad elementi finiti è riferito a condizioni geometriche di tipo piano: l'esito delle analisi non restituisce dunque fedelmente il campo dei cedimenti attesi ai margini dei rilevati di approccio alle spalle dei ponti e cavalcavia, caratterizzandosi lo stato tensionale indotto, in tali sezioni, da una decisa tridimensionalità. I risultati ottenuti nella simulazione FEM in condizioni geometriche piane forniscono in tal senso una stima conservativa del cedimento che, tuttavia, non implica ricadute progettuali in relazione alla limitatezza degli spostamenti verticali ed alla mobilitazione rapida degli stessi, contestualmente alla realizzazione, per strati successivi compattati del corpo dei rilevati.

L'estensione in direzione verticale dei modelli è stata scelta in modo che alla base del dominio di calcolo l'incremento di tensione verticale $\Delta\sigma_v$, generato dall'applicazione del carico del rilevato fosse pari a circa il 10% della tensione litostatica σ_{v0} .

Con riferimento al legame costitutivo adottato in seno alla modellazione numerica, il comportamento tenso-deformativo dei terreni è stato riprodotto mediante un legame costitutivo elasto-plastico con legge di incrudimento nulla e criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Nel ramo elastico il materiale si comporta come un mezzo elastico omogeneo e isotropo e a tal fine la definizione della rigidità è governata da due variabili indipendenti. Nel caso specifico ad ogni materiale è stato assegnato il modulo di elasticità E' (modulo di Young), associato alla risposta meccanica del materiale corrispondentemente al livello deformativo atteso, ed il coefficiente di Poisson ν' . Raggiunto il punto di plasticizzazione il materiale subisce deformazioni a sforzo costante, per cui rispetto ad un modello semplicemente elastico, il modello costitutivo elasto-plastico consente di cogliere con precisione il reale comportamento dei terreni.

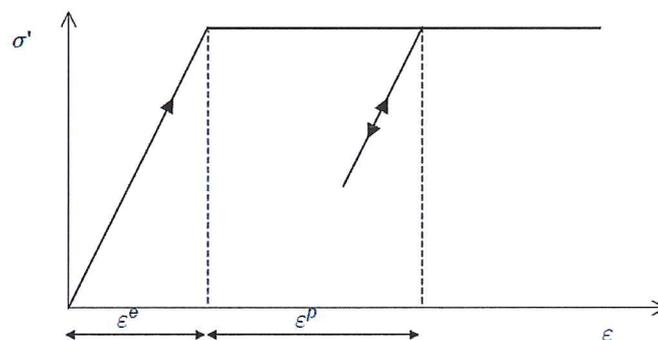


Figura 3: Legge sforzi-deformazioni adottata per la modellazione dei terreni

Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici di progetto adottati nelle analisi dei cedimenti immediati; per il solo materiale utilizzato per modellare il rilevato, si è adottato un modello elastico non costituendo scopo dell'analisi la determinazione del livello deformativo entro il rilevato stesso. I valori del modulo elastico derivano per riduzione del modulo a piccole deformazioni E_0 , secondo leggi di degrado da in letteratura. Nel caso specifico, il valore del modulo operativo introdotto nei modelli risulta essere pari a $1/10 E_0$.

UNITÀ LITOLOGICA	γ	c'	ϕ'	E'	ν	E'_{inc}
	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]	[MPa/m]
RILEVATO	20	-	-	30	0.3	0
L dx	20	10	28	15	0.4	0
A1 dx	19	15	21	25	0.4	0
G dx	20	0	42	75	0.3	0

Tabella 5: Parametri geotecnici di progetto adottati nelle analisi dei cedimenti immediati

Per la sezione esaminata, è riportato il cedimento calcolato alla quota del piano campagna al piede, al ciglio della carreggiata e sull'asse.

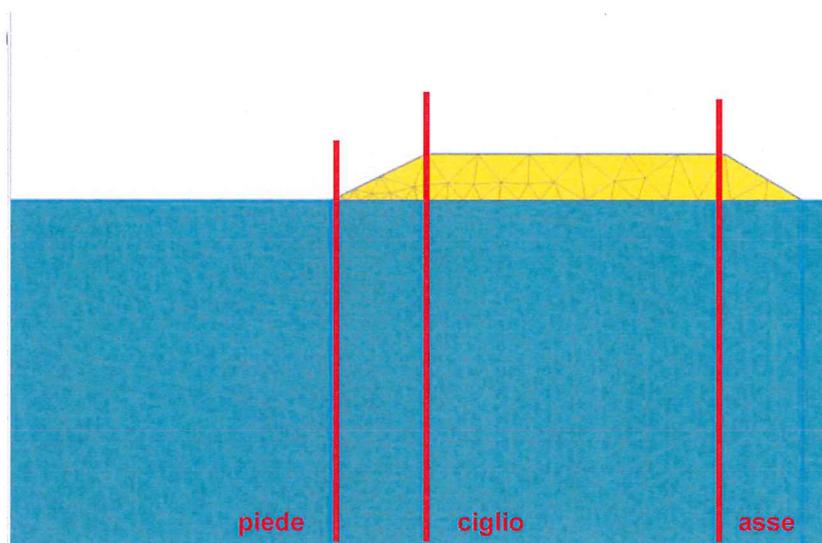


Figura 4: Sezioni di calcolo dei cedimenti sul rilevato

Sez.	$H_{MAX RIL.}$	Cedimento immediato calcolato alla base del rilevato		
		piede rilev.	ciglio carr.	asse carr.
	[m]	[cm]	[cm]	[cm]
Hmax	2.4	1.1	2.2	2.7

Tabella 6: Risultati dell'analisi dei cedimenti immediati per la sezione di altezza massima del rilevato

8.3 CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA

8.3.1 NOTE GENERALI

L'applicazione di un carico di dimensioni finite su un deposito costituito da materiali coesivi saturi determina un processo deformativo nel terreno che tradizionalmente viene come segue.

1. In relazione alla bassa permeabilità (k) del terreno coesivo, la fase di carico avviene in condizioni non drenate con generazione di sovrappressioni interstiziali; i materiali coesivi si deformano a volume costante e si sviluppa il cedimento immediato (la determinazione di tale componente immediata del cedimento è stata condotta secondo le procedure operative di cui al paragrafo precedente).
2. Il trasferimento del carico dall'acqua allo scheletro solido comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle caratteristiche di permeabilità del terreno e alle condizioni di drenaggio; tale componente di consolidazione primaria del cedimento globale è oggetto del presente paragrafo. Il reale decorso dei cedimenti di consolidazione sarà influenzato dalle tempistiche di realizzazione del corpo dei rilevati, tuttavia, in fase progettuale, le calcolazioni sono state effettuate assumendo che il processo si instauri a completamento della fase di carico (ovvero a costruzione del rilevato ultimata), pur essendo in realtà ad essa contestuale. La valutazione del cedimento di consolidazione primaria è stata effettuata nell'ambito del presente documento, applicando il classico metodo edometrico.
3. Esauritosi il cedimento di consolidazione primaria, si assiste all'evoluzione nel tempo di un'ulteriore fenomeno di natura plastico-viscosa identificato come cedimento secondario. Nell'ambito della presente progettazione, si è ritenuto di scarso interesse tecnico il calcolo della suddetta componente, visti i lunghi tempi di mobilitazione completa previsti per la sola alquota di consolidazione primaria.

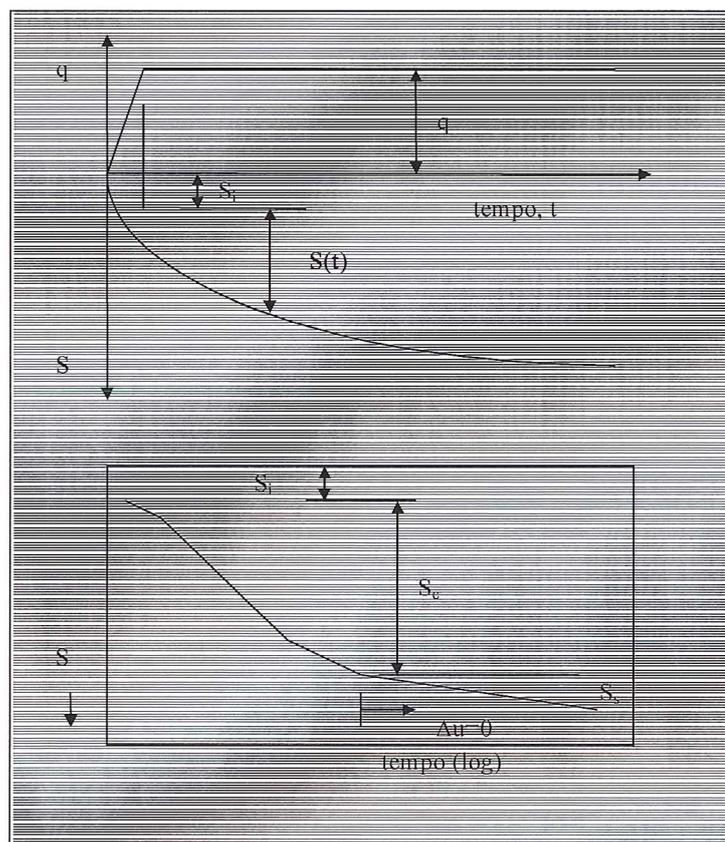


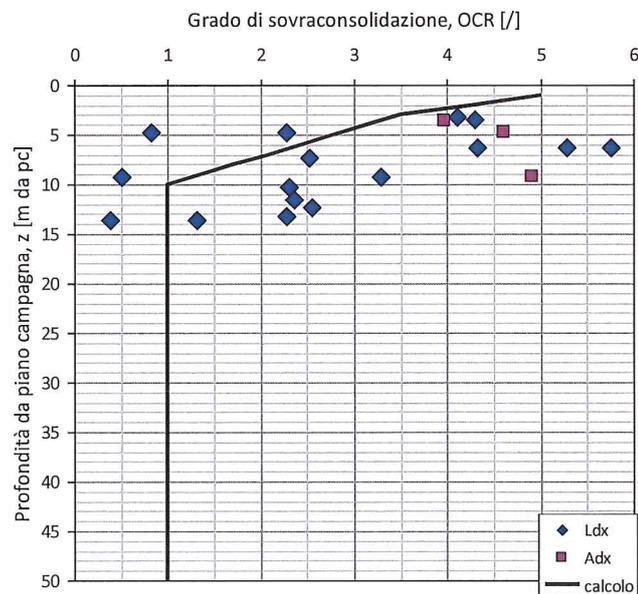
Figura 5: Decorso cedimento consolidazione - tempi

8.3.2 STATO TENSIONALE DEI DEPOSITI COESIVI

Preliminarmente si è ricostruita la storia tensionale dei depositi coesivi interessati dal fenomeno in disamina: sono state dunque elaborate le prove di consolidazione in cella edometrica condotte in laboratorio, estraendo, secondo la *costruzione di Casagrande*, i valori della tensione di preconsolidazione. Sono state altresì elaborate le resistenze alla punta conica rilevate nel corso delle prove penetrometriche continue condotte lungo la tratta oggetto di progettazione. Alla pagina seguente sono riportati in forma grafica i risultati di tali elaborazioni.

Premesso che la storia geologica dei depositi coesivi oggetto dell'analisi esclude l'esistenza di fenomeni di preconsolidazione meccanica, l'esame organico delle determinazioni sperimentali ha restituito un quadro così definito:

- entro i primi 2-3 m da p.c., l'unità coesiva superficiale (limi e argille in destra idrografica del Taro) esibisce elevati gradi di sovraconsolidazione da prova edometrica, mediamente superiori a 6-7 e determinazioni di OCR ottenute da correlazioni con risultati prove CPTU sino a 10-15; tale stato di sovraconsolidazione apparente è attribuibile all'effetto essiccamento nei primi metri da p.c. e all'escursione del pelo libero della falda (a conferma di ciò è la netta diminuzione dell'OCR apparente oltre i 2-2.5 m da p.c., ovvero al di là dell'ambito di oscillazione della superficie freatica);
- per profondità comprese fra i 2-3 m e 10 m da p.c., sia le determinazioni desunte da prove di consolidazione edometrica in laboratorio che l'interpretazione delle prove penetrometriche convergono verso una distribuzione dell'OCR decrescente da valori prossimi a 6-7 verso l'unità. In particolare le prove CPTU esprimono in modo distinto l'assenza della sovra-consolidazione apparente, connessa probabilmente a fenomeni di aging del litotipo argilloso/limoso, oltre i 10 m da p.c.



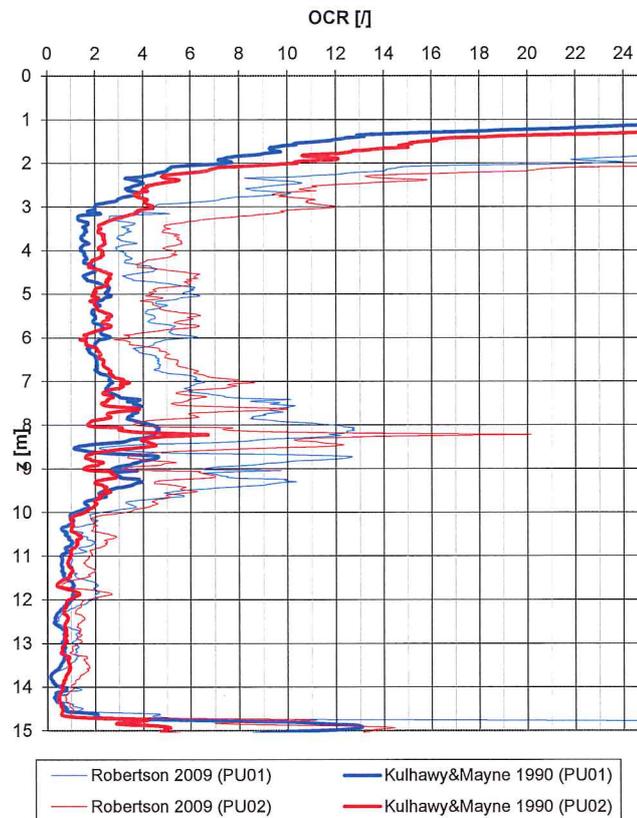


Figura 6: Grado di sovraconsolidazione (OCR) in funzione della profondità da piano campagna (z), da determinazione in prova di consolidazione edometrica e da interpretazione prove penetrometriche in situ (CPTU).

Ai fini del calcolo del cedimento di consolidazione con metodo edometrico, secondo le formulazioni esposte nel seguito, si è pertanto adottata una legge di decrescita dell'OCR che riflettesse l'effettivo stato di sovraconsolidazione apparente insito nei primi 10 m dei banchi coesivi limosi e argillosi posti in destra idrografica del Taro. La distribuzione di OCR considerata è mutuata dall'andamento della sovraconsolidazione con la profondità restituito dalle prove edometriche, ovvero non si considerano ingegneristicamente gli elevati stati di sovraconsolidazione apparente associabili all'escursione della falda e all'essiccamento superficiale (tale ipotesi operativa si pone dal lato della conservatività, ai fini del calcolo dei cedimenti.)

La valutazione delle tensioni geostatiche esistenti prima della costruzione del rilevato è stata condotta assumendo che la direzione verticale sia direzione principale di tensione, secondo la nota relazione che esprime le tensioni efficaci (il metodo di calcolo edometrico per sua natura si riferisce alle condizioni drenate) in relazione alla profondità da p.c., definita la profondità della piezometrica coerentemente con la prima falda riportata nel profilo geologico di Progetto Esecutivo.

$$\sigma_{vo}' = \gamma' \cdot z$$

essendo:

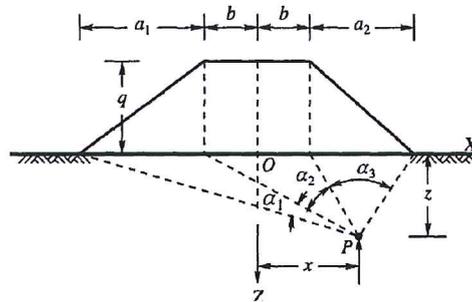
- σ_{vo}' = pressione geostatica verticale efficace;
- γ' = peso di volume efficace del terreno.

8.3.3 ANALISI DELLE SOVRATENSIONI INDOTTE DAL CORPO DI CARICO

La determinazione delle tensioni indotte dai carichi esterni, σ_{vo}' , è stata effettuata utilizzando la teoria dell'elasticità, assimilando il terreno di fondazione ad un mezzo continuo, lineare, isotropo ed omogeneo e l'area di carico di forma trapezia asimmetrica ed applicando la soluzione analitica di Osterberg (1975).

Ai fini del calcolo dei cedimenti di consolidazione nei terreni di appoggio dei rilevati in progetto, si fa ricorso la soluzione di Osterberg è fondata sulla teoria dell'elasticità; In particolare, per un carico di forma trapezoidale, rappresentativo dei corpi di rilevato da costruirsi, l'incremento di tensione verticale indotto in un generico punto P all'interno del terreno di appoggio ($\Delta\sigma_z$) è esprimibile nella forma:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + \frac{b}{a_1} (\alpha_1 + R \cdot \alpha_3) + \frac{x}{a_1} (\alpha_1 - R \cdot \alpha_3) \right]$$



- α_1 , α_2 ed α_3 sono gli angoli sottesi dal punto P all'area di carico (Figura 8)
- a_1 , a_2 e b sono i parametri geometrici del rilevato in progetto
- $q = \gamma \cdot h$ è l'entità del carico di progetto, essendo γ il peso di volume del terreno di riporto
 costituente il corpo del rilevato ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) ed h l'altezza del rilevato stesso

Si riporta nel seguito nomogramma implementato per il calcolo delle sovratensioni indotte (a supporto della formulazione analitica).

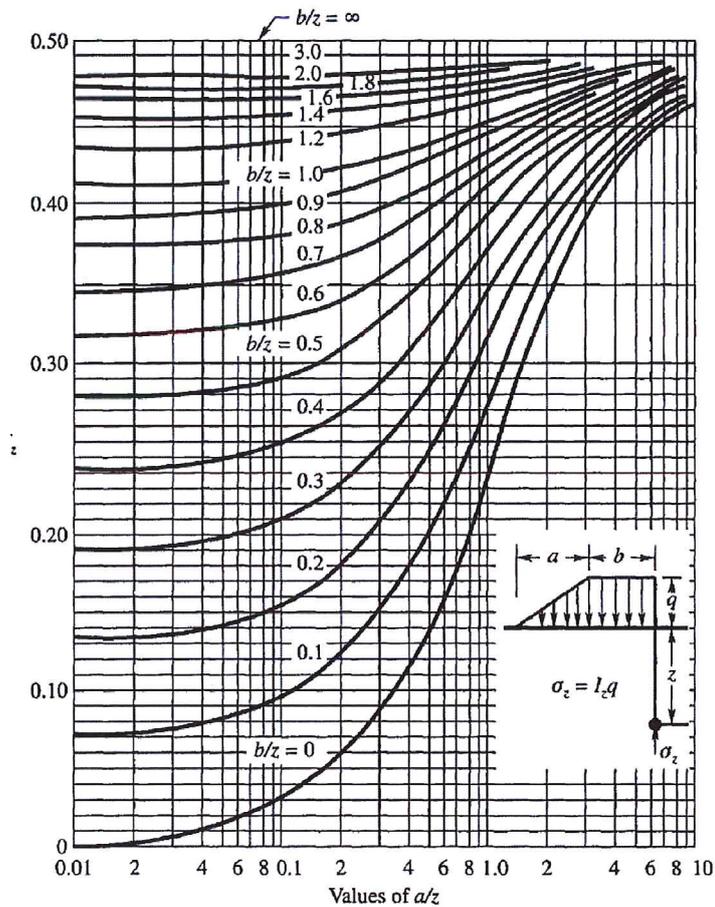


Figura 8 – Schema di carico trapezoidale su terreno di appoggio e nomogramma per il calcolo delle tensioni indotte in asse al corpo di carico

Si specifica che nel caso di un deposito compressibile di spessore rilevante rispetto alle dimensioni della fondazione è definita convenzionalmente una profondità significativa ai fini del calcolo dei cedimenti: H_c entro la quale l'incremento della tensione verticale σ_v risulta superiore a $0.10 \sigma_v$. Il contributo al cedimento oltre questa profondità è pertanto essere considerato trascurabile.

La sovratensione calcolata secondo la procedura sopra esposta è riferita al corpo di carico a sezione trapezia nastroforme. Al fine di fornire una previsione di cedimento quanto più affine alla reale condizione tenso-deformativa in corrispondenza dei rilevati di approccio ai cavalcavia, si è modulata la distribuzione delle tensioni indotte dal carico cilindrico secondo un fattore specifico, cogliendo in tal modo la tridimensionalità dell'impronta di carico. La determinazione di tale fattore di scala è discesa dal confronto fra distribuzioni tridimensionali/piane di sovra-tensioni nel sottosuolo calcolate rispettivamente secondo le soluzioni analitiche di Steinbrenner (area di carico rettangolare) e Boussinesq (carico nastroforme).

8.3.4 METODO EDOMETRICO PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA

Si descrive nel seguito il *metodo monodimensionale* (o *metodo edometrico*), proposto da Terzaghi (1943). La procedura di calcolo è costituita dalle seguenti operazioni:

- suddivisione il banco di terreno comprimibile in un numero di strati aventi spessore iniziale H_i (nel caso specifico, $H_i = 1\text{m}$);
- calcolo della tensione efficace geostatica (σ'_{v0}) in corrispondenza della mezzeria di ciascuno di tali strati e contestuale definizione della tensione di preconsolidazione, σ'_p :

$$\sigma'_p = OCR \cdot \sigma'_{v0}$$

con OCR il grado di sovraconsolidazione, definito sulla scorta dei risultati di prove edometriche, secondo le valutazioni espresse in precedenza.

- calcolo, alle medesime profondità, dell'incremento $\Delta\sigma_z$ prodotto dalla costruzione del rilevato
- calcolo del cedimento di ciascuno strato, ΔH_i , assumendo che le deformazioni dell'elemento di volume siano esclusivamente monodimensionali.

Per depositi sovraconsolidati si adotta la relazione seguente:

$$\Delta H_i = H_i \left(RR \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p} \right)$$

dove:

$$RR = \frac{C_r}{1 + e_0} \text{ (rapporto di ricomprensione)}$$

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0} \text{ (rapporto di compressione),}$$

essendo C_r e C_c rispettivamente l'indice di ricomprensione e compressione, determinati sulla base dei risultati di prove edometriche,

e_0 l'indice naturali dei vuoti del terreno in situ.

Nel caso in cui i depositi si trovino in condizioni normal-consolidate, la relazione di cui sopra si riduce alla seguente:

$$\Delta H_i = H_i \left(CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_z}{\sigma'_{v0}} \right)$$

- calcolo del cedimento totale come somma dei cedimenti associati ai singoli n strati:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

Nel merito della selezione dei parametri RR e CR, la valutazione è condotta sulla scorta dei risultati forniti dalle prove edometriche condotte in laboratorio. I valori di calcolo del rapporto di ricomprensione e del rapporto di compressione sono esplicitati nei diagrammi che seguono di confronto con le determinazioni puntuali fornite dai campioni indisturbati sottoposti a prove di consolidazione in cella edometrica. Le determinazioni sperimentali si riferiscono nello specifico a campionamenti condotti nei banchi coesivi superficiali significativamente interessati dal fenomeno della consolidazione. All'atto di caratterizzare il rapporto di compressione CR per gli orizzonti argillosi profondi (sino a 45 m), in assenza di determinazioni dirette di laboratorio, si è assunta una riduzione lineare del parametro stesso, mantenendo la variazione entro il range di valori comunque restituiti dai campioni superficiali (si veda grafico specifico per maggior chiarezza).

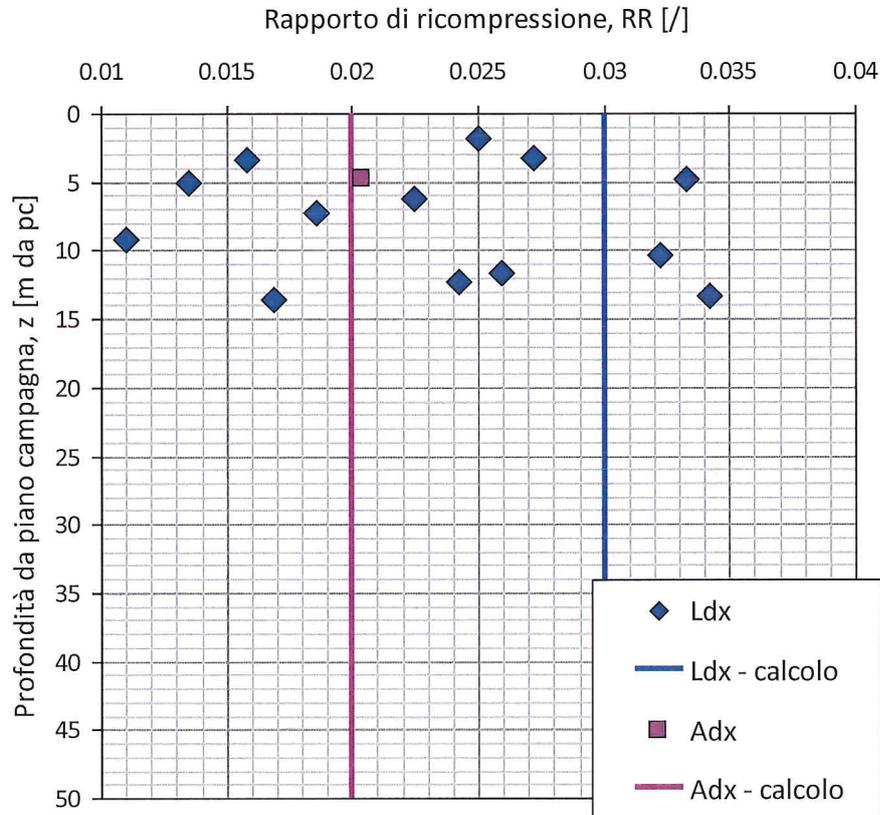


Figura 8 - Rapporto di ricomprensione (RR) in funzione della profondità da piano campagna (z)

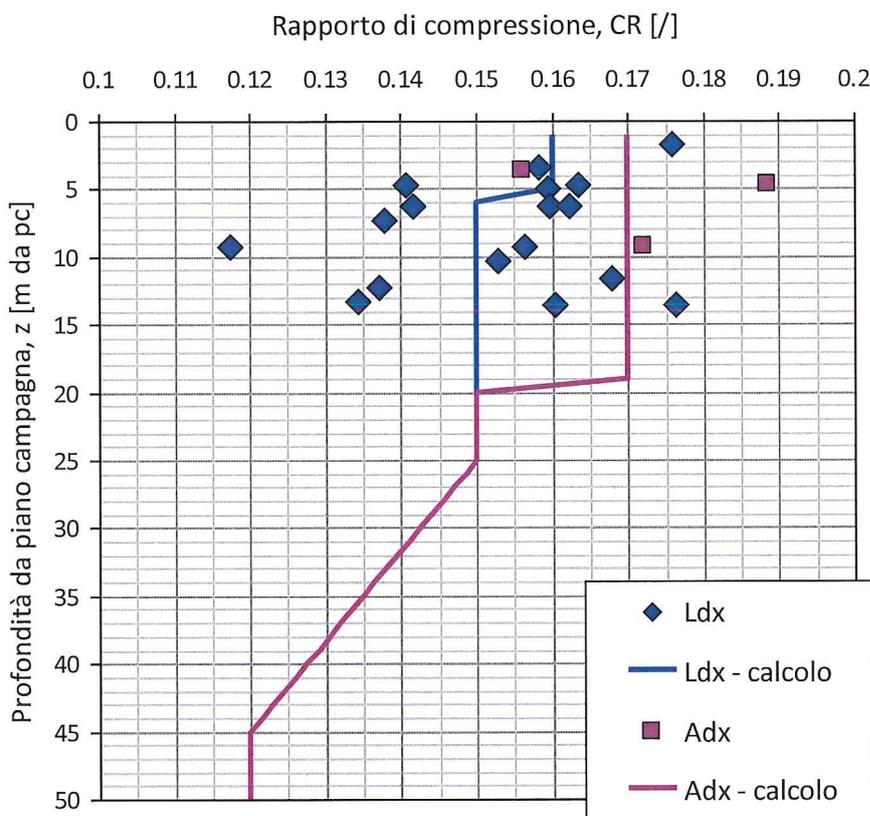


Figura 9 – Rapporto di compressione (CR) in funzione della profondità da piano campagna (z)

8.3.5 EVOLUZIONE TEMPORALE DEL CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA

La valutazione dell'andamento nel tempo del cedimento di consolidazione primaria dei terreni coesivi è stata condotta con riferimento alle teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Si calcola il tempo "t" necessario allo sviluppo dei cedimenti corrispondenti al grado di consolidazione U scelto tramite la seguente espressione:

$$t = \frac{T \cdot H_0^2}{c_v}$$

Dove:

- T = fattore adimensionale del tempo corrispondente al grado di consolidazione;
- H = massimo percorso di drenaggio delle particelle d'acqua all'interno degli strati coesivi;
- c_v = coefficiente di consolidazione verticale primaria = $\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v}$, in cui k è il coefficiente di permeabilità, γ_w è il peso di volume dell'acqua e m_v è il coefficiente di compressibilità edometrica.

I valori dei coefficienti di consolidazione sono stati definiti coerentemente con le determinazioni esplicitate nella Relazione di Caratterizzazione Geotecnica. Gli stessi derivano dall'elaborazione dei risultati delle prove edometriche di laboratorio: con particolare riferimento alle litologie L_sx e A1_sx, oggetto di studio, si è rilevata una discreta variabilità del parametro, nell'ambito dei seguenti range min-max:

Litotipo L_dx, $c_v = 1.0e-07 \div 1.0e-06$ [m²/s]

Litotipo A1_dx, $c_v = 5.0e-08 \div 2.0e-07$ [m²/s]

Stante la variabilità del suddetto parametro, l'analisi del decorso nel tempo del cedimento di consolidazione primaria è stata implementata con logica parametrica, variando oltre allo spessore del banco interessato dal processo, il coefficiente di consolidazione medesimo entro i range determinati sperimentalmente.

All'atto pratico l'evoluzione del cedimento è valutata calcolando il grado di consolidazione medio U_m è definito come rapporto fra il cedimento del banco al tempo t ed il cedimento di consolidazione finale. Esso è derivato dalla soluzione dell'equazione della consolidazione per isocrone progressive proposta da Jambu et Al. (1956), alla quale si riferisce il seguente diagramma. L'evoluzione del grado di consolidazione è riferita al fattore tempo adimensionale T_v espresso come $t^* c_v / H^2$ ed è fornita per tre distribuzioni tipiche delle sovrappressioni interstiziali agenti all'imposizione del carico a piano campagna, corrispondenti ad altrettante differenti isocrone iniziali.

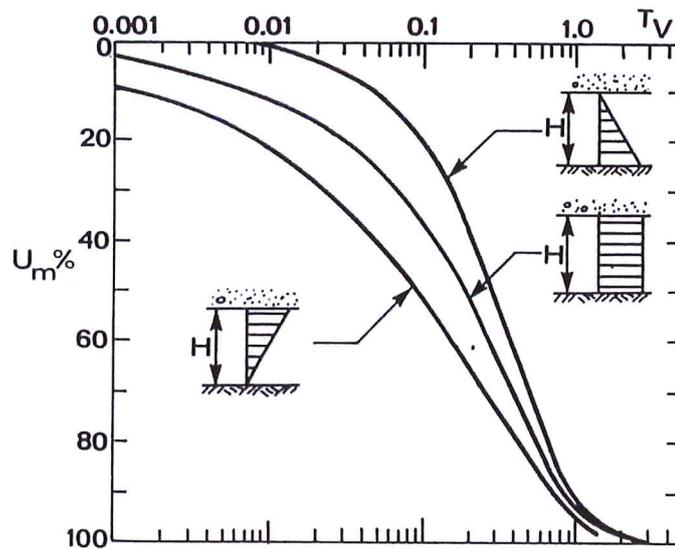


Figura 10 – Grado medio di consolidazione per differenti isocrone iniziali

A seguire si riportano i prospetti con evidenziazione dei tempi di mobilitazione dei cedimenti, calcolati secondo la soluzione di Jambu.

Decorso tempi di consolidazione – Potenza del banco 5 m

U [%]	<i>Distribuzione triangolare delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	7.9	6.6	5.7	5.0	4.4	4.0	2.0	1.3	1.0	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.4
90	2.8	2.3	2.0	1.7	1.5	1.4	0.7	0.5	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1
80	1.8	1.5	1.3	1.1	1.0	0.9	0.4	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
70	1.0	0.8	0.7	0.6	0.6	0.5	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0
50	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

U [%]	<i>Distribuzione rettangolare delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	11.9	9.9	8.5	7.4	6.6	5.9	3.0	2.0	1.5	1.2	1.0	0.8	0.7	0.7	0.6
90	3.4	2.8	2.4	2.1	1.9	1.7	0.8	0.6	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2
80	2.4	2.0	1.7	1.5	1.3	1.2	0.6	0.4	0.3	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1
70	1.5	1.3	1.1	0.9	0.8	0.8	0.4	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
50	0.8	0.6	0.5	0.5	0.4	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0

U [%]	<i>Distribuzione mediata delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	9.9	8.3	7.1	6.2	5.5	5.0	2.5	1.7	1.2	1.0	0.8	0.7	0.6	0.6	0.5
90	3.1	2.6	2.2	1.9	1.7	1.5	0.8	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2
80	2.1	1.7	1.5	1.3	1.2	1.0	0.5	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1
70	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
50	0.6	0.5	0.4	0.3	0.3	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Decorso tempi di consolidazione – Potenza del banco 10 m

U [%]	<i>Distribuzione triangolare delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	31.7	26.4	22.6	19.8	17.6	15.9	7.9	5.3	4.0	3.2	2.6	2.3	2.0	1.8	1.6
90	11.1	9.2	7.9	6.9	6.2	5.5	2.8	1.8	1.4	1.1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.6
80	7.1	5.9	5.1	4.5	4.0	3.6	1.8	1.2	0.9	0.7	0.6	0.5	0.4	0.4	0.4
70	4.0	3.3	2.8	2.5	2.2	2.0	1.0	0.7	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2
50	1.4	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7	0.4	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1

U [%]	<i>Distribuzione rettangolare delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	47.6	39.6	34.0	29.7	26.4	23.8	11.9	7.9	5.9	4.8	4.0	3.4	3.0	2.6	2.4
90	13.5	11.2	9.6	8.4	7.5	6.7	3.4	2.2	1.7	1.3	1.1	1.0	0.8	0.7	0.7
80	9.5	7.9	6.8	5.9	5.3	4.8	2.4	1.6	1.2	1.0	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5
70	6.0	5.0	4.3	3.8	3.3	3.0	1.5	1.0	0.8	0.6	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3
50	3.0	2.5	2.2	1.9	1.7	1.5	0.8	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2

U [%]	<i>Distribuzione mediata delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	39.6	33.0	28.3	24.8	22.0	19.8	9.9	6.6	5.0	4.0	3.3	2.8	2.5	2.2	2.0
90	12.3	10.2	8.8	7.7	6.8	6.1	3.1	2.0	1.5	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6
80	8.3	6.9	5.9	5.2	4.6	4.2	2.1	1.4	1.0	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.4
70	5.0	4.2	3.6	3.1	2.8	2.5	1.2	0.8	0.6	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2
50	2.2	1.8	1.6	1.4	1.2	1.1	0.6	0.4	0.3	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1

Decorso tempi di consolidazione – Potenza del banco 15 m

U [%]	<i>Distribuzione triangolare delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	71.3	59.5	51.0	44.6	39.6	35.7	17.8	11.9	8.9	7.1	5.9	5.1	4.5	4.0	3.6
90	25.0	20.8	17.8	15.6	13.9	12.5	6.2	4.2	3.1	2.5	2.1	1.8	1.6	1.4	1.2
80	16.1	13.4	11.5	10.0	8.9	8.0	4.0	2.7	2.0	1.6	1.3	1.1	1.0	0.9	0.8
70	8.9	7.4	6.4	5.6	5.0	4.5	2.2	1.5	1.1	0.9	0.7	0.6	0.6	0.5	0.4
50	3.2	2.7	2.3	2.0	1.8	1.6	0.8	0.5	0.4	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2

U [%]	<i>Distribuzione rettangolare delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	107.0	89.2	76.4	66.9	59.5	53.5	26.8	17.8	13.4	10.7	8.9	7.6	6.7	5.9	5.4
90	30.3	25.3	21.7	19.0	16.8	15.2	7.6	5.1	3.8	3.0	2.5	2.2	1.9	1.7	1.5
80	21.4	17.8	15.3	13.4	11.9	10.7	5.4	3.6	2.7	2.1	1.8	1.5	1.3	1.2	1.1
70	13.6	11.3	9.7	8.5	7.5	6.8	3.4	2.3	1.7	1.4	1.1	1.0	0.8	0.8	0.7
50	6.8	5.6	4.8	4.2	3.8	3.4	1.7	1.1	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.4	0.3

U [%]	<i>Distribuzione mediata delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	89.2	74.3	63.7	55.7	49.5	44.6	22.3	14.9	11.1	8.9	7.4	6.4	5.6	5.0	4.5
90	27.6	23.0	19.7	17.3	15.4	13.8	6.9	4.6	3.5	2.8	2.3	2.0	1.7	1.5	1.4
80	18.7	15.6	13.4	11.7	10.4	9.4	4.7	3.1	2.3	1.9	1.6	1.3	1.2	1.0	0.9
70	11.2	9.4	8.0	7.0	6.2	5.6	2.8	1.9	1.4	1.1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.6
50	5.0	4.2	3.6	3.1	2.8	2.5	1.2	0.8	0.6	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3	0.2

Decorso tempi di consolidazione – Potenza del banco 20 m

U [%]	<i>Distribuzione triangolare delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	126.8	105.7	90.6	79.3	70.5	63.4	31.7	21.1	15.9	12.7	10.6	9.1	7.9	7.0	6.3
90	44.4	37.0	31.7	27.7	24.7	22.2	11.1	7.4	5.5	4.4	3.7	3.2	2.8	2.5	2.2
80	28.5	23.8	20.4	17.8	15.9	14.3	7.1	4.8	3.6	2.9	2.4	2.0	1.8	1.6	1.4
70	15.9	13.2	11.3	9.9	8.8	7.9	4.0	2.6	2.0	1.6	1.3	1.1	1.0	0.9	0.8
50	5.7	4.8	4.1	3.6	3.2	2.9	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3

U [%]	<i>Distribuzione rettangolare delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	190.3	158.5	135.9	118.9	105.7	95.1	47.6	31.7	23.8	19.0	15.9	13.6	11.9	10.6	9.5
90	53.9	44.9	38.5	33.7	29.9	27.0	13.5	9.0	6.7	5.4	4.5	3.9	3.4	3.0	2.7
80	38.1	31.7	27.2	23.8	21.1	19.0	9.5	6.3	4.8	3.8	3.2	2.7	2.4	2.1	1.9
70	24.1	20.1	17.2	15.1	13.4	12.0	6.0	4.0	3.0	2.4	2.0	1.7	1.5	1.3	1.2
50	12.0	10.0	8.6	7.5	6.7	6.0	3.0	2.0	1.5	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6

U [%]	<i>Distribuzione mediata delle sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m²/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	158.5	132.1	113.2	99.1	88.1	79.3	39.6	26.4	19.8	15.9	13.2	11.3	9.9	8.8	7.9
90	49.2	41.0	35.1	30.7	27.3	24.6	12.3	8.2	6.1	4.9	4.1	3.5	3.1	2.7	2.5
80	33.3	27.7	23.8	20.8	18.5	16.6	8.3	5.5	4.2	3.3	2.8	2.4	2.1	1.8	1.7
70	20.0	16.6	14.3	12.5	11.1	10.0	5.0	3.3	2.5	2.0	1.7	1.4	1.2	1.1	1.0
50	8.9	7.4	6.3	5.5	4.9	4.4	2.2	1.5	1.1	0.9	0.7	0.6	0.6	0.5	0.4

Decorso tempi di consolidazione – Potenza del banco 25m

U [%]	<i>Distribuzione Triangolare sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m^2/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	198.2	165.2	141.6	123.9	110.1	99.1	49.5	33.0	24.8	19.8	16.5	14.2	12.4	11.0	9.9
90	69.4	57.8	49.5	43.4	38.5	34.7	17.3	11.6	8.7	6.9	5.8	5.0	4.3	3.9	3.5
80	44.6	37.2	31.9	27.9	24.8	22.3	11.1	7.4	5.6	4.5	3.7	3.2	2.8	2.5	2.2
70	24.8	20.6	17.7	15.5	13.8	12.4	6.2	4.1	3.1	2.5	2.1	1.8	1.5	1.4	1.2
50	8.9	7.4	6.4	5.6	5.0	4.5	2.2	1.5	1.1	0.9	0.7	0.6	0.6	0.5	0.4

U [%]	<i>Distribuzione Triangolare sovrappressioni indotte dal carico</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m^2/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	297.3	247.7	212.3	185.8	165.2	148.6	74.3	49.5	37.2	29.7	24.8	21.2	18.6	16.5	14.9
90	84.2	70.2	60.2	52.6	46.8	42.1	21.1	14.0	10.5	8.4	7.0	6.0	5.3	4.7	4.2
80	59.5	49.5	42.5	37.2	33.0	29.7	14.9	9.9	7.4	5.9	5.0	4.2	3.7	3.3	3.0
70	37.7	31.4	26.9	23.5	20.9	18.8	9.4	6.3	4.7	3.8	3.1	2.7	2.4	2.1	1.9
50	18.8	15.7	13.4	11.8	10.5	9.4	4.7	3.1	2.4	1.9	1.6	1.3	1.2	1.0	0.9

U [%]	<i>Distribuzione mediata</i>														
	<i>Coefficiente di consolidazione primaria, c_v [m^2/s]</i>														
	5.E-08	6.E-08	7.E-08	8.E-08	9.E-08	1.E-07	2.E-07	3.E-07	4.E-07	5.E-07	6.E-07	7.E-07	8.E-07	9.E-07	1.E-06
100	247.7	206.4	177.0	154.8	137.6	123.9	61.9	41.3	31.0	24.8	20.6	17.7	15.5	13.8	12.4
90	76.8	64.0	54.9	48.0	42.7	38.4	19.2	12.8	9.6	7.7	6.4	5.5	4.8	4.3	3.8
80	52.0	43.4	37.2	32.5	28.9	26.0	13.0	8.7	6.5	5.2	4.3	3.7	3.3	2.9	2.6
70	31.2	26.0	22.3	19.5	17.3	15.6	7.8	5.2	3.9	3.1	2.6	2.2	2.0	1.7	1.6
50	13.9	11.6	9.9	8.7	7.7	6.9	3.5	2.3	1.7	1.4	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7

8.3.6 RISULTATI DELLE ANALISI CONDOTTE

Per ogni sezione di analisi considerata, secondo lo schema proposto al precedente paragrafo 7.2, sono stati calcolati i cedimenti di consolidazione totali applicando il metodo edometrico ed osservando le ipotesi discusse ai paragrafi precedenti in merito a stato tensionale iniziale, regime di sovrappressioni indotte all'isocrona iniziale ed evoluzione temporale degli assestamenti verticali del piano campagna al di sotto dei rilevati.

L'elaborazione è stata condotta nei riguardi di tutti banchi di natura coesiva presenti al di sotto dell'area di impronta dei rilevati (sia superficiali che profondi), lungo 5 allineamenti verticali corrispondenti a:

- piede sinistro del rilevato;
- ciglio sinistro della carreggiata;
- asse della carreggiata;
- ciglio destro della carreggiata;
- piede destro della carreggiata.

Laddove opportuno, ovvero per le sezioni dei manufatti prese in corrispondenza delle spalle di ponti, viadotti e cavalcavia, il calcolo è stato condotto sia in condizioni tenso-deformative piane che tridimensionali.

I cedimenti così calcolati sono esplicitati nei prospetti di sintesi riportati nel seguito.

Con riferimento alle previsioni evolutive degli assestamenti del piano di posa dei rilevati, l'analisi è stata rivolta alla quantificazione del grado di consolidazione medio a 24 mesi dall'avvio della realizzazione dei rilevati, con seguente esplicitazione del cedimento maturato e dell'aliquota residua non ancora scontata.

Nei prospetti di riepilogo che seguono si riportano i cedimenti di consolidazione calcolati in corrispondenza delle sezioni rappresentative di:

- rilevati compresi in zona interconnessione A1-A15 (sezioni rappresentative CA01-CA03);
- rilevati dislocati lungo asse principale;
- rilevati di approccio ai cavalcavia posti a nord del Taro (sezioni rappresentative CA05-CA09)

Cedimenti di consolidazione per la sezione di rilevato di altezza massima prevista lungo la viabilità VO02

Costruzione del rilevato:

#	sezione	h _{max} rilevato [m]	cedimento di consolidazione calcolato alla base del rilevato							
			strato		asse carreggiata		ciglio carreggiata		piede rilevato	
			litologia (profondità da pc)	spessore [m]	cedimento maturato a 2 anni [cm]	cedimento residuo a 2 anni [cm]	cedimento maturato a 2 anni [cm]	cedimento residuo a 2 anni [cm]	cedimento maturato a 2 anni [cm]	cedimento residuo a 2 anni [cm]
VO01	Hmax	2.4	argille superficiali (0.0÷14.5m da pc)	15.0	8.7	5.8	6.9	4.6	3.9	2.6

$$*h_{\text{equivalente}} = h_{\text{rilevato}} + (h_{\text{duna}})/3$$

9 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 7: 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 mobilabile 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:

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

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 σ'_{vo} in kg/cm² e N1 come da schema seguente (pc = percentuale di fine = passante al 200):

$$N_1 = 0 \text{ se } p_c \leq 5\%;$$

$$N_1 = p_c - 5 \text{ se } 5\% < p_c \leq 10\%;$$

$$N_1 = 0.1 \cdot p_c + 4 \text{ se } p_c > 10\%.$$

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

$$a_{g,max} = a_g S = 0.15 \times 1.25 = 0.19$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} = \left(\frac{6.6}{7.5} \right)^{-3.3} = 1.52$$

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)¹ 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

$$F(z) = 1 - FS \quad \text{se } FS < 1$$

$$F(z) = 0 \quad \text{se } FS > 1$$

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

¹ 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 Holzer² (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 8: 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.

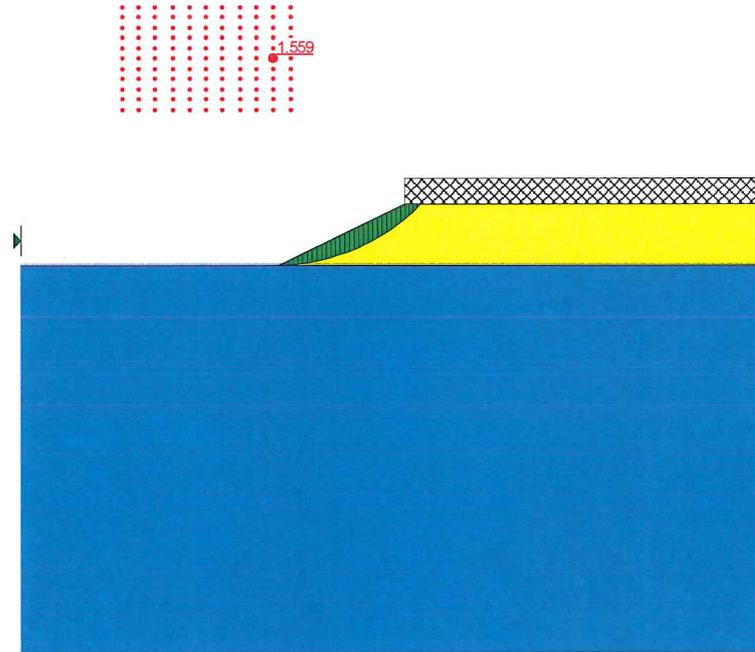
Prova	Prog. (km)	z (m)	pc (%)	γ (kN/m ³)	z_w (m)	σ_{v0} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	r_d (m)	T	N1	N _{SPT}	N _a	R	FS	w (m)	F	Sp. (m)	I_L
S3	0+916	6.50	21.20	20	1.3	130	65	0.95	0.15	6.12	12	21.1	0.35	2.29	6.75	0.00	0.57	0.0
		10.50	3.44	20	1.3	210	105	1.14	0.18	0.00	19	18.2	0.23	1.29	4.75	0.00	1.85	
S8	2+245	9.00	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 9: Risultati dell'analisi di rischio alla liquefazione

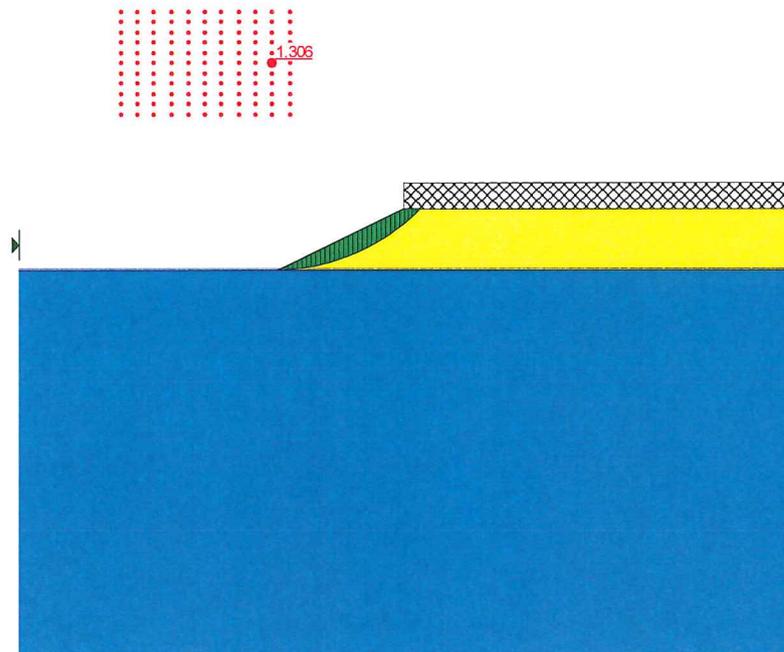
² Toprak S., Holzer T. L. [2003] "Liquefaction potential index: field assessment", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No. 4, pp. 315-322

ALLEGATO A – VERIFICA DI STABILITA' INTERNA DEL RILEVATO

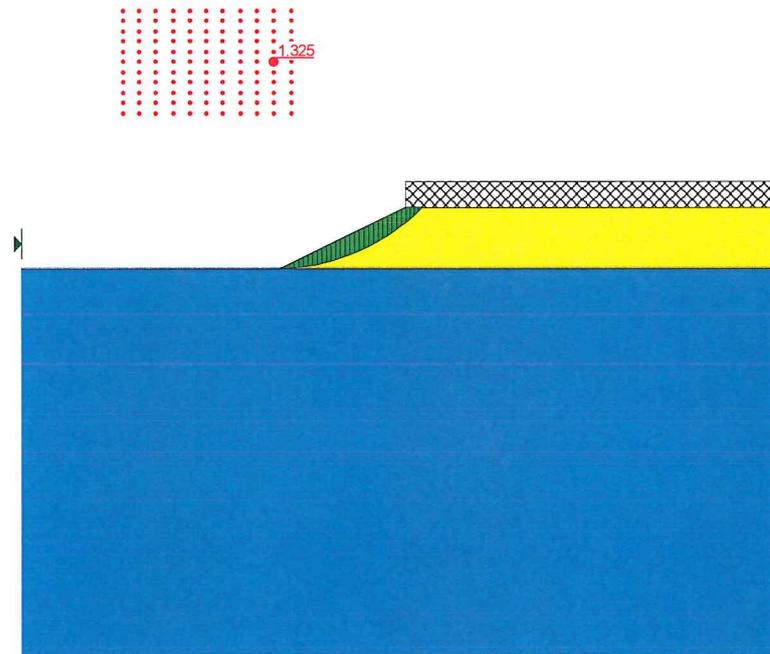
Rilevato in materiale incoerente – condizione statica



Rilevato in materiale incoerente – condizione sismica (accelerazione verso l'alto)



Rilevato in materiale incoerente – condizione sismica (accelerazione verso l'alto)



Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione statica

Non si genera meccanismo di instabilità interna.

Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione sismica (accelerazione verso l'alto)

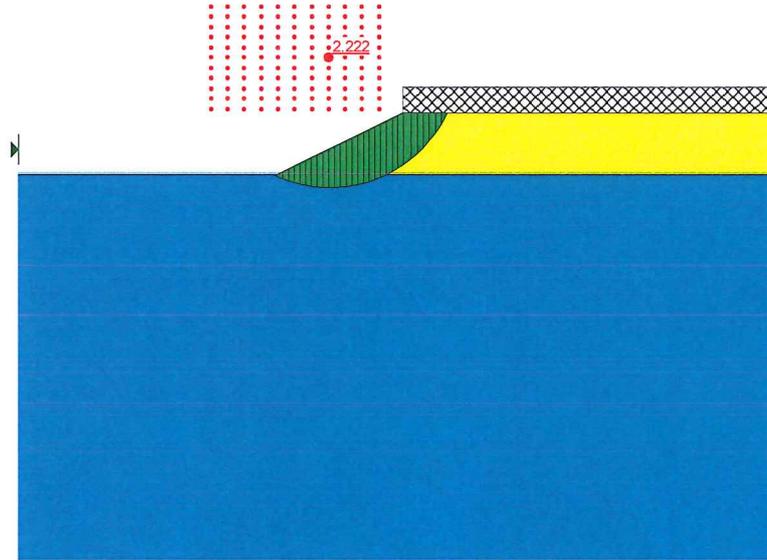
Non si genera meccanismo di instabilità interna.

Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione sismica (accelerazione verso il basso)

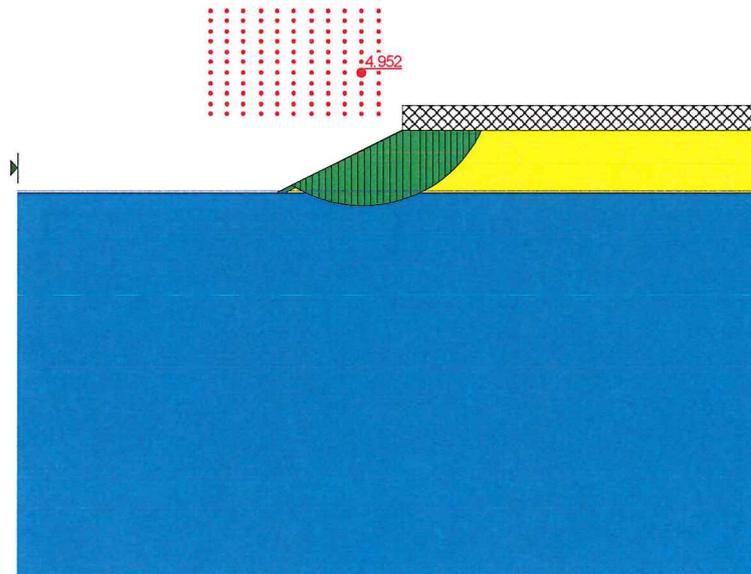
Non si genera meccanismo di instabilità interna.

ALLEGATO B – VERIFICA DI STABILITA' ESTERNA DEL RILEVATO

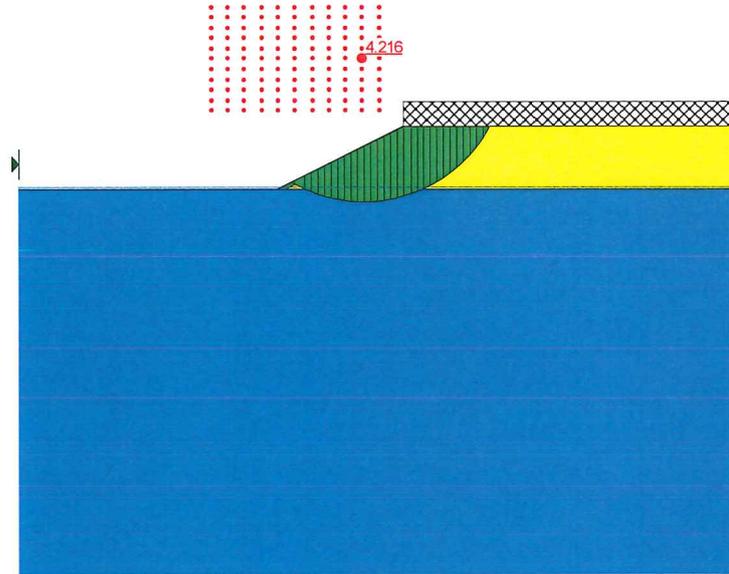
Rilevato in materiale incoerente – condizione statica (drenata)



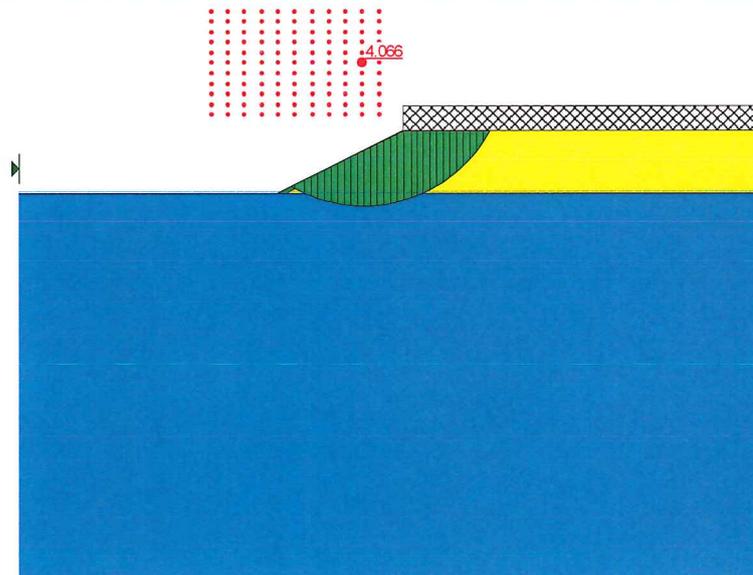
Rilevato in materiale incoerente – condizione statica (non drenata)



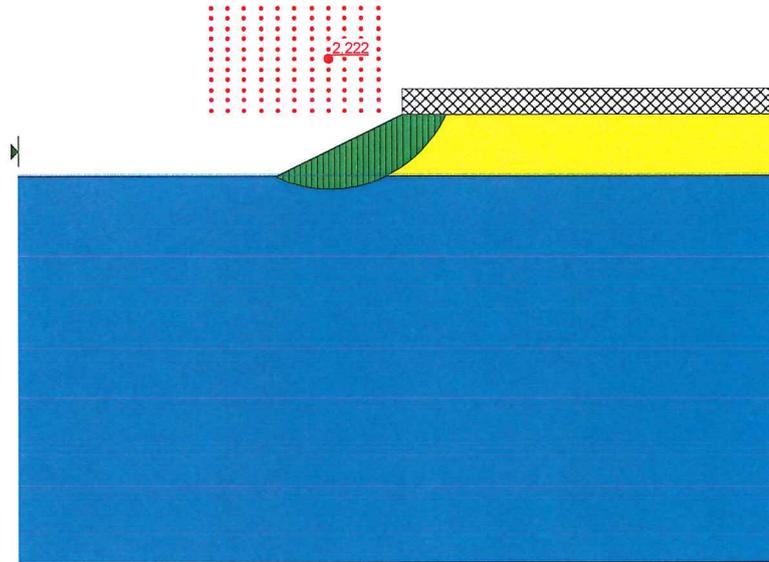
Rilevato in materiale incoerente – condizione sismica - non drenata (accelerazione verso l'alto)



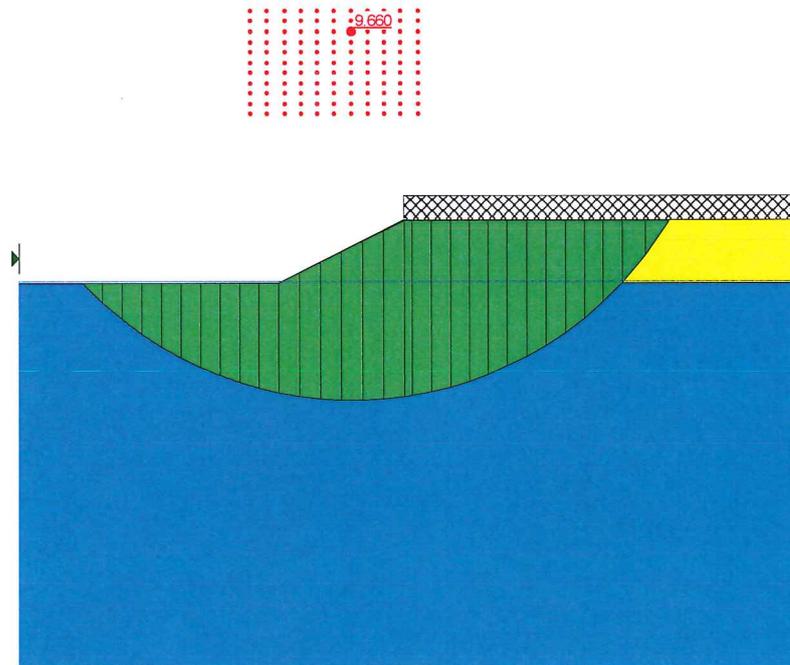
Rilevato in materiale incoerente – condizione sismica - non drenata (accelerazione verso il basso)



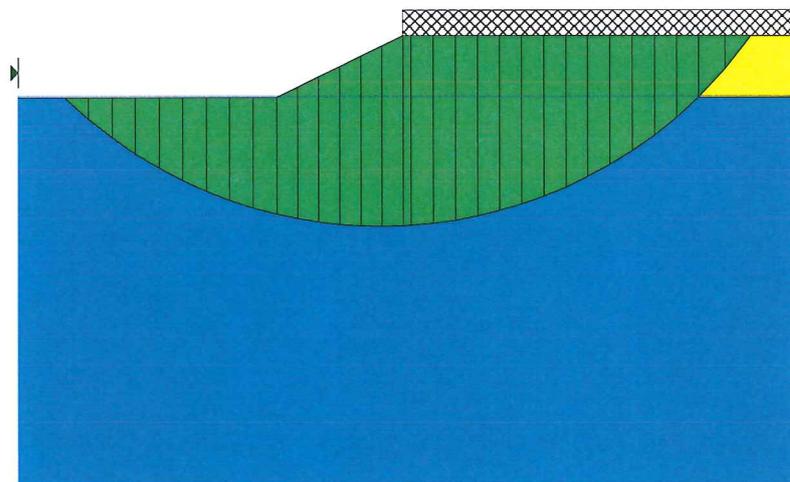
Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione statica (drenata)



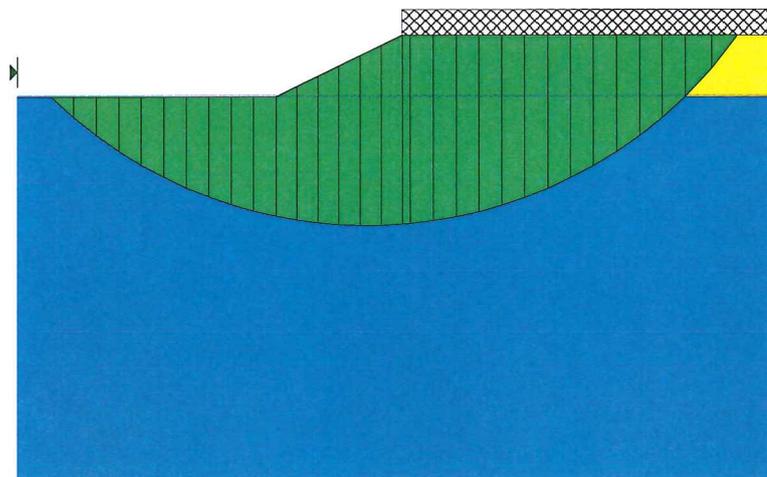
Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione statica (non drenata)



Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione sismica - non drenata
(accelerazione verso l'alto)

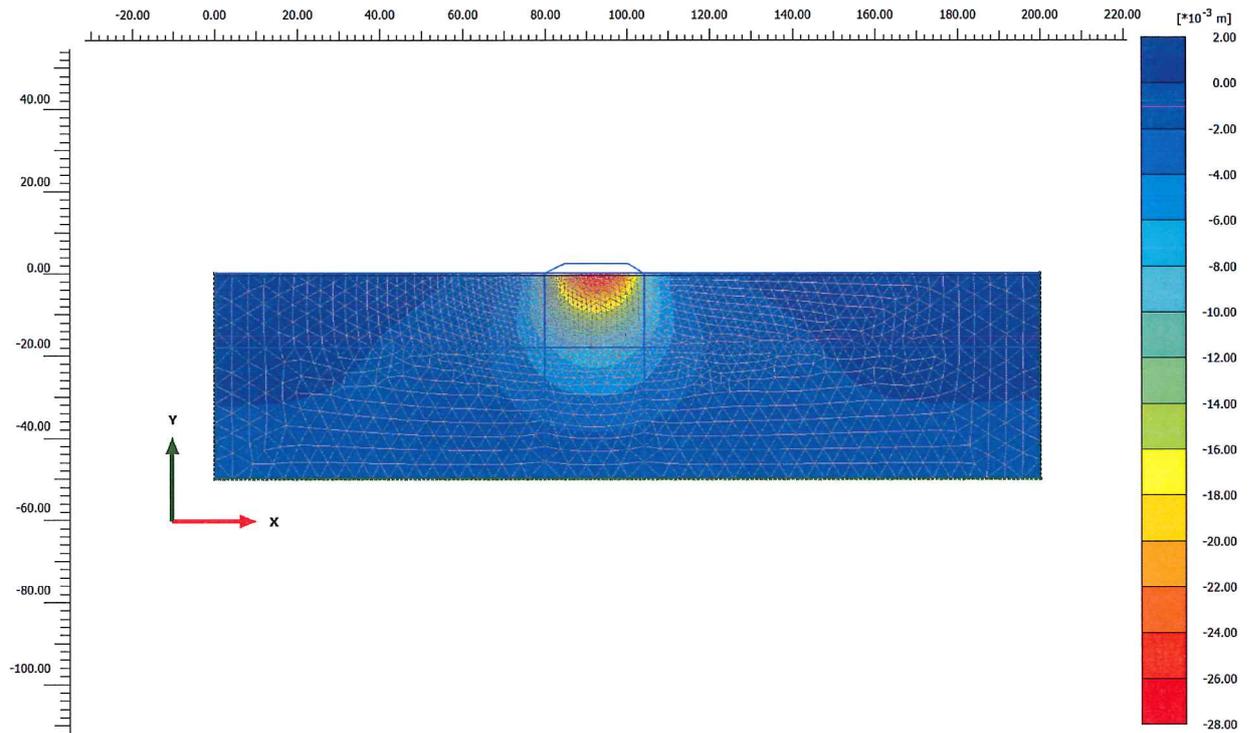


Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione sismica - non drenata
(accelerazione verso il basso)



ALLEGATO C: CALCOLO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI

ANALISI DEI CEDIMENTI ELASTICI DEI RILEVATI – OUTPUT DI CALCOLO



Total displacements u_y

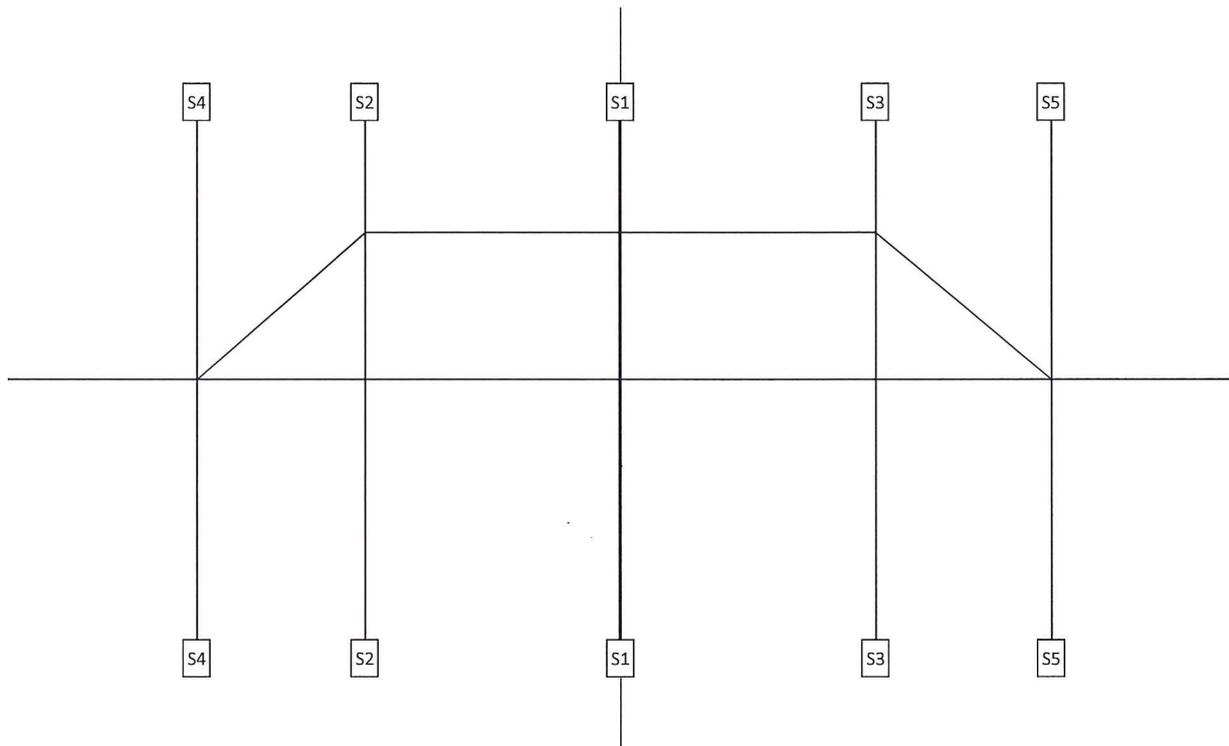
Maximum value = $0.4684 \cdot 10^{-3}$ m (Element 469 at Node 81)

Minimum value = -0.02748 m (Element 2117 at Node 11879)

ALLEGATO D : CALCOLO DEI CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE

A seguire, si riportano in allegato i dettagli relativi al calcolo dei cedimenti di consolidazione nei terreni di appoggio dei rilevati in progetto.

I valori dei suddetti cedimenti sono riferiti alle sezioni di calcolo S1÷S5, rappresentate per la generica opera nella figura seguente.



Sezioni di calcolo per la stima dei cedimenti di consolidazione nei terreni di appoggio dei rilevati

