

Nuova S.S.195 "Sulcitana" Tratto Cagliari - Pula
Collegamento con la S.S.130 e aeroporto di Cagliari Elmas
Opera Connessa Nord

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: RTI GPI-IRD-SAIM-HYPRO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A351113511 settore a-b-c</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE (Mandatario)</p> <p>GPI INGEGNERIA</p> <p>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p><i>Ing. Paolo Orsini</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 13817</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>(Mandante)</p> <p>IRD ENGINEERING</p> <p>SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>(Mandante)</p> <p>HYpro srl</p>
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Michele Coghe</i></p>	<p><i>Ing. Vincenzo Secreti</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Crotone n. 412</p>	<p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>

STUDI E INDAGINI
Geotecnica
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.	ANNO	T00GEO0GETRE01_A		
DPCA0150	D	23	CODICE ELAB. T00GEO0GETRE01	A	-
D					
C					
B					
A	Emissione		Giugno '23	Bela'	Signorelli
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

1	PREMESSA	1
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	2
2.1	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE	2
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO	3
3.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	3
3.2	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	3
3.3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	4
4	INDAGINI ESEGUITE.....	6
4.1	CAMPAGNE DI INDAGINI	6
4.1.1	<i>Campagna di indagini I fase 2003.....</i>	<i>6</i>
4.1.2	<i>Campagna di indagini II fase 2007.....</i>	<i>6</i>
4.1.3	<i>Campagna di indagini 2018</i>	<i>7</i>
4.1.4	<i>Campagna di indagini 2020</i>	<i>7</i>
4.1.5	<i>Campagna di indagini 2021</i>	<i>8</i>
4.1.6	<i>Campagne di indagini extra-progetto</i>	<i>9</i>
4.2	PROVE IN SITO.....	9
4.2.1	<i>Prova penetrometrica dinamica (SPT, Standard Penetration Test)</i>	<i>9</i>
4.2.2	<i>Prova penetrometrica statica (CPT, Cone Penetration Test).....</i>	<i>13</i>
4.3	PROVA DI PERMEABILITÀ	15
4.4	RILIEVO DEI LIVELLI DI FALDA	15
4.5	INDAGINI GEOFISICHE.....	16
4.5.1	<i>Criteri di interpretazione.....</i>	<i>17</i>
4.6	PROVE DI LABORATORIO	18
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	19
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	20
6.1	CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI	20
6.1.1	<i>Deposito ghiaioso (UG1a).....</i>	<i>20</i>
6.1.2	<i>Deposito sabbioso (UG1b).....</i>	<i>28</i>
6.1.3	<i>Deposito limoso argilloso (UG1c).....</i>	<i>37</i>
6.1.4	<i>Deposito sabbioso ghiaioso (UG2).....</i>	<i>44</i>
6.2	PARAMETRI CARATTERISTICI	51
7	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E SOLUZIONI TECNICHE ADOTTATE	52
7.1	RILEVATI STRADALI	52
7.1.1	<i>Piano di posa dei rilevati</i>	<i>52</i>
7.1.2	<i>Cedimenti</i>	<i>53</i>
7.1.3	<i>Verifiche di stabilità.....</i>	<i>56</i>
7.2	SCAVI PROVVISORIALI	64
7.3	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO	65
7.3.1	<i>Corpo stradale da prog. km 10+025 a prog. km 10+150 (Preacarico).....</i>	<i>66</i>
7.3.2	<i>Corpo stradale da prog. km 10+150 a prog. km 10+302 (Jet grouting)</i>	<i>68</i>

PROGETTAZIONE ATI:

7.4	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	73
7.5	ATTACCO CHIMICO DEL CALCESTRUZZO	73
7.6	OPERE D'ARTE	75
7.6.1	<i>Opere d'arte maggiori</i>	75
7.6.2	<i>Opere d'arte minori</i>	75
8	ALLEGATI	77
8.1	RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SU CAMPIONI DI TERRENO	78
8.2	RISULTATI DELLE PROVE GEOFISICHE.....	83
8.3	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	88

PROGETTAZIONE ATI:

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica è parte integrante della documentazione per il progetto definitivo della S.S. 195 "Sulcitana", tratto Cagliari - Pula, Opera Connessa Nord.

Nella presente relazione vengono esaminati e sviluppati i seguenti aspetti:

- descrizione delle campagne di indagini eseguite e delle analisi di laboratorio;
- caratterizzazione geotecnica delle formazioni individuate lungo il tracciato in esame;
- schematizzazione stratigrafica e geotecnica del progetto;
- descrizione delle problematiche geotecniche e delle soluzioni tecniche adottate;
- definizione delle metodologie per il dimensionamento delle opere geotecniche.

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 **NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE**

- [1] **Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- [2] **Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 del C.S.LL.PP. Ministero Infrastrutture e Trasporti:** Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- [3] **UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 -** Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali
- [4] **UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7 -** Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
- [5] **Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 2005):** Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO

3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il settore in cui si sviluppa il tracciato in oggetto si sviluppa in un contesto prevalentemente pianeggiante ed è costituita totalmente da depositi quaternari di origine alluvionale e in minor misura di natura fluvio lacustre e marino lagunare.

Il Quaternario in Sardegna è rappresentato in gran parte da depositi continentali. In particolare, il Pleistocene è caratterizzato dalle cosiddette "Alluvioni Antiche", diffuse in tutta l'isola, ma in particolare nella piana del Campidano, nel cui margine meridionale ricade l'area di progetto. Si tratta di sedimenti fluviali di conoide e di piana alluvionale, depositatisi durante le fasi climatiche freddo-aride e re-incisi in condizioni caldo umide. Nell'area in questione l'Olocene è rappresentato da depositi ghiaioso sabbiosi di fondovalle e delle piane alluvionali e da depositi limoso argillosi della laguna.

Le coperture alluvionali sono state deposte in seguito agli apporti detritici dei principali corsi d'acqua, rappresentati, procedendo da Ovest verso Est, dal Rio Santa Lucia, nella porzione occidentale dell'area di progetto, al Rio Flumini Mannu e Rio Cixerri a Nord-Est.

Tali coperture possono essere distinte in tre ordini di terrazzi, corrispondenti a differenti episodi di deposizione in un periodo compreso tra il Pleistocene Inferiore e l'Olocene. L'individuazione dei limiti tra i terrazzi appare di difficile determinazione a causa sia della morfologia (forme piatte con profilo pressoché uniforme), sia del diffuso degrado dato dalla concomitante azione erosiva naturale e dall'intensa attività antropica.

Il progetto interessa esclusivamente i depositi antichi non terrazzati (*Pvm2*) e depositi palustri e alluvionali attuali e recenti (*e*). Considerata la morfologia dell'area, non è stato possibile riconoscere un limite netto durante i rilievi di campo.

Le aree interessate dai depositi palustri si trovano di fatto a quote inferiori ai 2,00 m s.l.m. Tale dato viene confermato in profondità dalla stratigrafia del sondaggio S7, nella quale si riconosce un limite netto, a circa 4,00 m di profondità, dello stato di ossidazione dei depositi carotati, corrispondente ad un livello costituito da limo organico grigio individuato anche nel sondaggio P15 che potrebbe, dalle ricostruzioni, rappresentare un recente fondo della palude di Santa Gilla. La presenza di materiale grossolano al top della successione, al di sopra del "paleofondo" della palude di Santa Gilla, rappresentato dal livello organico grigio scuro limoso argilloso, potrebbe indicare un ambiente deposizionale di transizione costituito da un'area palustre dove si sarebbero depositati depositi alluvionali.

3.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'area in studio è situata all'interno della porzione sud occidentale della pianura del Campidano meridionale compresa tra gli abitati di Assemini, Uta e Capoterra. Tale settore di pianura è delimitato dal margine dei rilievi del massiccio del Sulcis (Monti di Capoterra) a Sud-Ovest, il Golfo di Cagliari a Sud e il bacino dello stagno di Santa Gilla ad Est. L'andamento morfologico del settore di pianura del Campidano meridionale in esame è subpianeggiante o moderatamente ondulato e degrada verso Est con uno sviluppo altimetrico di circa 60 m s.l.m. e con una pendenza media dell'1 ÷ 2%. Il settore in esame è solcato a Nord dal Rio Cixerri e dal Flumini Mannu e a Sud dal Rio Santa Lucia.

La piana, di formazione alluvionale-deltizia, è il risultato del colamento della porzione meridionale del Graben del Campidano, ampia fossa tettonica formatasi nel Pliocene Medio Superiore (Cherchi *et al.*, 1978), delimitata a Ovest dalla faglia di importanza regionale del Graben, con direzione NO-SE; a causa di tale faglia, la transizione morfologica tra i rilievi e le facies alluvionali che colmano il Graben campidanese è evidenziata da una brusca rottura di pendio dalle pendici dei massicci cristallini alla pianura, con conseguente passaggio da una morfologia aspra ed accidentata ad una morfologia di tipo pianeggiante.

La geomorfologia dell'area di progetto dell'Opera Connessa Nord è influenzata da tre differenti ambienti morfologici:

- Stagno di Cagliari, Saline di Macchiareddu e Laguna di Santa Gilla;
- Piana del Campidano;
- Area collinare/montuosa di Capoterra.

3.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Le differenti fasi di sedimentazione della Piana di Capoterra hanno fatto sì che i depositi interessanti l'area di progetto, costituiti principalmente da materiali alluvionali, siano altamente eterogenei. All'interno di tali depositi, caratterizzati da un'alternanza caotica di livelli di varia natura, da ghiaiosi ad argillosi, di età plio-pleistocenica, risiede un unico acquifero caratterizzato da permeabilità variabile in funzione delle differenti caratteristiche idrogeologiche dei depositi.

È possibile distinguere nell'area di studio almeno tre complessi idrogeologici:

- **Complesso sabbioso ghiaioso:** impostato nei depositi fluviali olocenici distribuiti lungo gli alvei dei corsi d'acqua, è caratterizzato da granulometria grossolana e alta permeabilità. Non è considerato un acquifero rilevante poiché di estensione areale modesta, limitata agli alvei dei corsi d'acqua. È in connessione idraulica diretta con il sottostante complesso limoso sabbioso ghiaioso. Nella cartografia idrogeologica tale complesso affiora solo nel margine sudoccidentale, in corrispondenza del corso d'acqua Rio Santa Lucia;
- **Complesso limoso sabbioso ghiaioso:** è impostato prevalentemente entro i depositi fluviali pleistocenici e fluvio lacustri pleistocenici olocenici e subordinatamente entro i depositi litorali. È caratterizzato da permeabilità media e medio bassa, in funzione della presenza di livelli a maggiore contenuto limoso. Questi livelli possono determinare variazioni verticali e locali della permeabilità;
- **Complesso idrogeologico dei depositi palustri e costieri:** caratterizzante l'area sud orientale corrispondente alla laguna di San Gilla, costituita da sedimenti fini argilloso limosi con rari di livelli di sabbie e ghiaie fini e ricchi in sostanza organica. Tale complesso è caratterizzato da permeabilità bassa.

L'asse viario di progetto attraversa esclusivamente i depositi appartenenti al complesso limoso sabbioso ghiaioso, che studi bibliografici (Ciabatti & Pilia, 2004; Casula *et al.*, 2001) distinguono in due sub-complessi:

- Sub-complesso idrogeologico alluvionale superiore;
- Sub-complesso idrogeologico alluvionale inferiore.

Il sub-complesso alluvionale superiore, di maggiore interesse dell'area progettuale, è costituito da depositi di tipo ghiaioso sabbiosi. Esso è caratterizzato da permeabilità da medio bassa a medio alta a seconda delle presenze di livelli limoso argillosi. Il sub-complesso alluvionale superiore è sede di un acquifero multistrato, al cui interno sono ospitate la falda superficiale di tipo libero e una falda profonda (localmente articolata in un sistema multifalda) confinata. Il grado di separazione tra la falda superficiale e la falda profonda è molto variabile ed è funzione della presenza e della continuità degli orizzonti argilloso limosi. Il sub-complesso alluvionale superiore può essere schematizzato come un acquifero multifalda, caratterizzato da un'ampia variabilità degli orizzonti che lo costituiscono, in cui si possono distinguere una falda superficiale freatica e una falda confinata multistrato. Il grado di confinamento di questa seconda falda è molto variabile, in funzione della continuità locale degli orizzonti argilloso limosi e delle modalità costruttive dei pozzi presenti nell'area, spesso realizzati con filtri che non garantiscono l'isolamento tra i due corpi idrici. Di conseguenza, a scala regionale, spesso i carichi idraulici associati alle due falde sopra descritte tendono a coincidere.

Studi pregressi (Cas. Mez, 1986) hanno individuato lo spessore e l'andamento del complesso alluvionale superiore, attraverso prospezione geoelettriche appoggiate a misure di taratura in corrispondenza di perforazioni. In particolare, lo studio mette in evidenza una vasta zona di conoidi che si estende al piede degli affioramenti paleozoici lungo il margine orientale del Campidano. Al di sotto di tali depositi il complesso diventa progressivamente più argilloso e il più delle volte sterile.

Nel dettaglio, dalle indagini dirette eseguite, risulta che le formazioni prevalentemente sabbiose ghiaiose, presenti per almeno 15 ÷ 25 m di profondità dal piano campagna, anche se localmente vi si intercalano strati limosi argillosi di ridotta estensione laterale, costituiscono un acquifero freatico poggiante su uno strato argilloso limoso.

L'area delle saline, che si sovrappone parzialmente al complesso sabbioso ghiaioso e quello dei depositi palustri, potrebbe generare anche se posta a livello del mare, delle anomalie nella circolazione idrica sotterranea, per l'ampia superficie coinvolta dalle vasche.

Il flusso dell'acqua sotterranea naturale è diretto da Nord-Ovest verso Sud-Est, in direzione dello Stagno di Cagliari.

Dalla ricostruzione piezometrica risulta un'anomalia tra la progressiva km 8+550 e fine tracciato, con un minimo idrogeologico relativo, con gradienti troppo elevati per un acquifero ad alta permeabilità e libero. Escludendo cause naturali, è possibile che tale configurazione piezometrica sia connessa all'interferenza dovuta alle barriere idrauliche del progetto di bonifica dell'area Is Campus; infatti considerate le granulometrie dell'acquifero e la posizione delle barriere idrauliche riportate nella carta idrogeologica (*codice elaborato T00GE00GEOCI01*), la dimensione dell'area depressa è compatibile con il cono di influenza dei pozzi costituenti la barriera. Pertanto nel profilo geologico (*codice elaborato T00GE00GETFG01-02-03*) sono state rappresentate due distinte configurazioni: la prima, rappresentante il livello statico della falda, precedente alla messa in funzione della barriera idraulica, che tiene conto anche delle misure piezometriche del 2003 e la seconda, rappresentante il livello dinamico della falda dovuto al funzionamento della barriera idraulica che tiene conto esclusivamente delle misure piezometriche successive alla messa in funzione dell'opera di bonifica.

Per il progetto in esame, cautelativamente, le verifiche di sicurezza dei sistemi geotecnici (opere di fondazione, opere di materiali sciolti e fronti di scavo) sono state effettuate considerando il livello statico della falda, precedente alla messa in funzione della barriera idraulica.

PROGETTAZIONE ATI:

4 INDAGINI ESEGUITE

Per la redazione del presente progetto definitivo sono stati utilizzati i risultati di diverse campagne geognostiche svoltesi negli anni. L'obiettivo è stato, quindi, quello di definire la successione stratigrafica dei terreni che insistono nel territorio esaminato, con una valutazione delle loro caratteristiche fisiche, di resistenza e di deformabilità. In più, sono state definite le caratteristiche dinamiche dei terreni stessi, attraverso prove geofisiche mediante indagini sismiche in superficie e in foro.

4.1 CAMPAGNE DI INDAGINI

4.1.1 Campagna di indagini I fase 2003

Una campagna di indagini è stata condotta nel 2003 dalla società *Tec.am. s.r.l.* per conto di *A.I.C. PROGETTI S.p.A.*

In questa campagna di indagini sono stati realizzati 4 sondaggi a carotaggio continuo (S12-S15) con profondità comprese tra 20 m e 20 m e 5 pozzetti esplorativi (P5-P9) con profondità comprese tra 2 m e 4 m. Sono state anche effettuate 11 prove penetrometriche dinamiche che hanno interessato profondità massime fino a 24 m.

Sui campioni prelevati nei pozzetti sono state eseguite prove di laboratorio per la classificazione UNI-CNR 10006.

Nella Tabella 4-1 si riporta una sintesi delle indagini eseguite e prese in considerazione per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 4-1 Sintesi delle indagini eseguite (Fase I 2003)

Sondaggio o pozzetto	Profondità	Campione indisturbato	Campione rimaneggiato	Prova SPT	Lettura falda
	(m da p.c.)				
S12	20,0	-	-	4	x
S13	25,0	-	-	3	x
S14	20,0	-	-	-	x
S15	25,0	-	-	4	x
P5	2,00	-	1	-	-
P6	2,00	-	1	-	-
P7	2,00	-	-	-	-
P8	2,00	-	1	-	-
P9	4,00	-	2	-	-

4.1.2 Campagna di indagini II fase 2007

A supporto della precedente campagna di indagini, nel 2007 è stata condotta una campagna di indagini dalla medesima società.

In questa campagna di indagini sono stati realizzati 2 pozzetti esplorativi (P2-P3) profondi 2 m. Sono state anche effettuate 2 prove di carico su piastra e 5 carotaggi sulla pavimentazione esistente per la determinazione degli spessori dei conglomerati bituminosi.

Nella Tabella 4-2 si riporta una sintesi delle indagini eseguite e prese in considerazione per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 4-2 Sintesi delle indagini eseguite (Fase II 2007)

Pozzetto	Profondità	Campione indisturbato	Campione rimaneggiato	Prova SPT	Letture falda
	(m da p.c.)				
P2	2,00	-	-	-	-
P3	2,00	-	1	-	-

4.1.3 Campagna di indagini 2018

Una campagna di indagini è stata condotta nel 2018 dall'impresa specializzata *Dr. Antonello Angius* per conto di ANAS S.p.A.

In questa campagna di indagini sono stati realizzati 7 sondaggi a carotaggio continuo (S1-S7) con profondità comprese tra 5 m e 35 m. Uno dei fori è stato strumentato con piezometro a tubo aperto (S5-PZ). Sono state anche effettuate 59 prove penetrometriche dinamiche che hanno interessato profondità massime fino a 34 m.

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati 6 campioni indisturbati e 33 campioni rimaneggiati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico per la classificazione dei terreni e per la determinazione delle caratteristiche meccaniche.

A seguito delle indagini geotecniche, sono state eseguite 3 indagini sismiche con metodo Down-hole (S2-DH, S3-DH, S6-DH).

Nella Tabella 4-3 si riporta una sintesi delle indagini eseguite e prese in considerazione per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 4-3 Sintesi delle indagini eseguite (2018)

Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Campione indisturbato	Campione rimaneggiato	Prova SPT	Attrezzatura
S1	5,0	-	3	2	-
S2-DH	25,0	-	7	9	Down-hole
S3-DH	35,0	-	7	11	Down-hole
S4	25,0	1	4	8	-
S5-PZ	35,0	-	5	11	Piezometro
S6-DH	35,0	2	5	10	Down-hole
S7	25,0	3	2	8	-

4.1.4 Campagna di indagini 2020

Una campagna di indagini è stata condotta nel 2020 dall'impresa specializzata *Dr. Antonello Angius* per conto di ANAS S.p.A.

In questa campagna di indagini sono stati realizzati 4 sondaggi a carotaggio continuo (S8-S11) con profondità comprese tra 30 m e 35 m. Due dei fori sono stati strumentati con piezometro a tubo

PROGETTAZIONE ATI:

aperto (S9-PZ, S11-PZ). Sono state anche effettuate 41 prove penetrometriche dinamiche che hanno interessato profondità massime fino a 33 m.

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati 6 campioni indisturbati e 32 campioni rimaneggiati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico per la classificazione dei terreni e per la determinazione delle caratteristiche meccaniche.

A seguito delle indagini geotecniche, sono state eseguite 2 indagini sismiche con metodo Down-hole (S8-DH, S10-DH).

Nella Tabella 4-4 si riporta una sintesi delle indagini eseguite e prese in considerazione per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 4-4 Sintesi delle indagini eseguite (2020)

Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Campione indisturbato	Campione rimaneggiato	Prova SPT	Attrezzatura
S8-DH	35,0	1	9	11	Down-hole
S9-PZ	30,0	2	6	9	Piezometro
S10-DH	35,0	1	9	11	Down-hole
S11-PZ	25,0	2	9	10	Piezometro

4.1.5 Campagna di indagini 2021

Tra novembre 2020 e gennaio 2021 è stata condotta una campagna di indagini al fine di caratterizzare da un punto di vista ambientale i materiali di scavo ai sensi del D.P.R. 120/2017 nonché la loro ammissibilità in impianto di recupero e/o discarica. In questa campagna di indagini sono stati realizzati 4 sondaggi geognostici (SA1-SA4) con profondità comprese tra 10 m e 13 m e 17 pozzetti esplorativi (TR1-TR17) con profondità massima pari a 2 m.

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati campioni di terreno per la classificazione ambientale. Su alcuni di questi campioni sono state svolte analisi chimiche di cui alla normativa sul calcestruzzo UNI EN 206:2016 per la valutazione dell'aggressività ambientale.

Nella Tabella 4-5 Tabella 4-4 si riporta una sintesi delle indagini eseguite e prese in considerazione per la valutazione del grado di aggressività ambientale.

Tabella 4-5 Sintesi delle indagini eseguite (2021)

Sondaggio o pozzetto	Profondità (m da p.c.)	Campione	Profondità
			(m da p.c.)
TR12	2,00	CA-CLS	0,00 ÷ 2,00
SA1	13,0	CA-CLS	0,00 ÷ 4,00
SA2	12,0	CA-CLS	0,00 ÷ 4,00
SA3	10,0	CA-CLS	0,00 ÷ 4,00
SA4	10,0	CA-CLS	0,00 ÷ 4,00

4.1.6 Campagne di indagini extra-progetto

Per la ricostruzione del modello geotecnico sono state utilizzate anche alcune indagini relative al progetto "Opera Connessa Sud", ubicata a Sud del corrente progetto (Tabella 4-6).

Tabella 4-6 Sintesi delle indagini eseguite (2020)

Sondaggio o prova	Profondità (m da p.c.)	Campione indisturbato	Campione rimaneggiato	Prova SPT	Attrezzatura
P15 (2010)	5,00	1	3	-	-
CPT01 (2013)	5,60	-	-	-	-

4.2 PROVE IN SITO

4.2.1 Prova penetrometrica dinamica (SPT, *Standard Penetration Test*)

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono state eseguite prove di resistenza dinamica tipo SPT a profondità variabile. Nella Figura 4.1 sono riportati l'insieme dei risultati di tali prove, in termini di numero di colpi N_{SPT} . Nel grafico il rifiuto strumentale è indicato con un numero di colpi pari a 100.

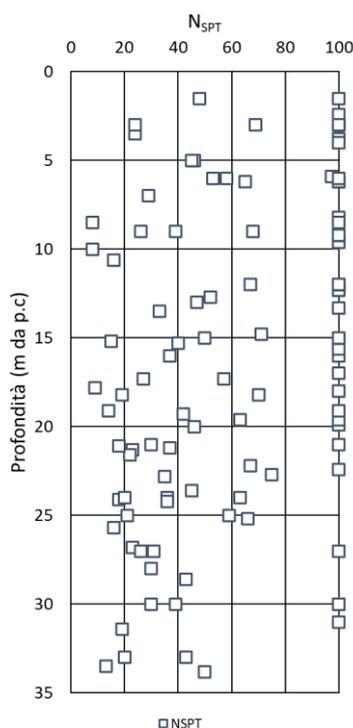


Figura 4.1 Risultati prove SPT

4.2.1.1 Criteri di interpretazione

La valutazione dei parametri geotecnici del terreno in seguito all'esecuzione di una prova penetrometrica dinamica avviene attraverso correlazioni affidabili ricavate da letteratura tecnica la cui validità è confermata a livello internazionale.

Di seguito, si riportano le correlazioni utilizzate nell'ambito di questo lavoro.

Densità relativa D_r

La densità relativa è valutata attraverso correlazioni applicabili solo nel caso di terreni prevalentemente sabbiosi. In presenza di depositi ghiaiosi si ottengono valori eccessivamente elevati e quindi a sfavore della sicurezza: in questo caso si adotta il valore più basso fra quelli calcolati con metodi differenti.

Gibbs & Holtz (1957). Questa correlazione è valida per le sabbie da fini a grossolane pulite, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore di D_r viene sovrastimato, nei depositi limosi viene sottostimato.

$$D_r(\%) = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma + 0,7}}$$

dove σ è la pressione litostatica efficace in kg/cm^2 e N_{SPT} il numero di colpi misurato. Il metodo fornisce generalmente valori in eccesso rispetto ad altri metodi nei primi metri di approfondimento della prova.

Schultze e Mezembach (1961). Questa correlazione è valida per le sabbie da fini a ghiaiose, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore di D_r viene sovrastimato, nei depositi limosi viene sottostimato.

$$\ln(D_r(\%)) = 0,478 \ln(N_{SPT}) - 0,262 \ln(\sigma) + 2,84$$

dove σ è la pressione litostatica efficace in kg/cm^2 e N_{SPT} il numero di colpi misurato.

Skempton (1986). Questa correlazione è valida per le sabbie da fini a grossolane pulite, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore di D_r viene sovrastimato, nei depositi limosi viene sottostimato.

Questa correlazione si basa sulla determinazione del parametro N_1 (resistenza penetrometrica normalizzata rispetto alla pressione efficace di 1 kg/cm^2). N_1 viene valutato con la relazione di Liao e Whitman (1986):

$$N_1 = N_{SPT} \sqrt{\left(\frac{1}{\sigma'_{v0}}\right)}$$

dove σ'_{v0} è la pressione litostatica efficace in kg/cm^2 e N_{SPT} il numero di colpi misurato.

La densità relativa viene quindi calcolata con la relazione:

$$D_r(\%) = 100 \sqrt{\frac{N_1}{60}}$$

Angolo di resistenza a taglio φ

L'angolo di resistenza al taglio del materiale indagato può essere valutato attraverso due categorie di metodi: i metodi di correlazione diretta e i metodi di correlazione indiretta. Tra i metodi di correlazione diretta vanno considerati, in generale, più attendibili quelli che esprimono φ anche in funzione della pressione efficace σ agente sullo strato.

Shioi e Fukui (Road Bridge Specification, 1982). Questa correlazione è valida per sabbie fini o limose e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova superiori a 8÷10 m per terreni sopra falda e superiori a 15 m per terreni in falda. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$$

dove N_{SPT} è il numero di colpi misurato.

Shioi e Fukui (Japanese National Railway, 1982). Questa correlazione è valida per sabbie medie grosse fino a sabbie ghiaiose e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità superiori a 8÷10 m nel caso di terreni sopra falda e di 15 m per terreni immersi in falda. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 0,3 \cdot N_{SPT} + 27$$

dove N_{SPT} è il numero di colpi misurato.

De Mello (1971). Questa correlazione è valida per le sabbie in genere e per qualunque profondità (tranne che per i primi 2 m sotto il p.c.). È da considerarsi inattendibile però per valori di φ superiori a 38°. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 19 - 0,38\sigma + 8,73 \log(N_{SPT})$$

dove σ è la pressione litostatica efficace in kg/cm^2 e N_{SPT} il numero di colpi misurato.

Schmertmann (1978). Questo metodo correla φ con la densità relativa dello strato in funzione della sua composizione granulometrica.

Questa correlazione è valida per sabbie e ghiaie in genere. Facendo riferimento ad un altro parametro, affetto generalmente da errore non trascurabile, i valori di φ vengono ad essere quasi sempre sovrastimati.

$\varphi = 28 + 0,14D_r$	<i>Sabbia fine</i>
$\varphi = 31,5 + 0,115D_r$	<i>Sabbia media</i>
$\varphi = 34,5 + 0,10D_r$	<i>Sabbia grossa</i>
$\varphi = 38 + 0,08D_r$	<i>Ghiaia</i>

Coesione non drenata c_u

PROGETTAZIONE ATI:

La prova penetrometrica non fornisce, in generale, valori attendibili per i terreni coesivi. Ci si può orientare nella scelta dei valori di c_u proposti di seguito considerando che:

- nessuna correlazione tiene conto delle pressioni efficaci e del grado di sovraconsolidazione;
- i metodi si applicano ad argille non sensitive e portano ad una sottostima di c_u , nel caso di materiali con elevato indice di sensibilità;
- vista la non trascurabile dispersione dei dati, i metodi vanno applicati con prudenza e solo per stime di primo riferimento.

Stroud (1974). Questa correlazione è valida per argille non sensitive e la coesione non drenata può essere approssimativamente stimata come:

$$c_u = f_1 \cdot N_{SPT}$$

dove f_1 è un coefficiente funzione dell'indice di plasticità; f_1 assume valori compresi tra 3,5 e 6,5 kPa e mediamente vale 4,4 kPa.

Shioi e Fukui (1982). Questa correlazione è valida per argille di media e alta plasticità e si basa sulle seguenti relazioni:

$$c_u \text{ (MPa)} = 2,5 \cdot N_{SPT} \quad (\text{argille a media plasticità})$$

$$c_u \text{ (MPa)} = 4,9 \cdot N_{SPT} \quad (\text{argille ad alta plasticità})$$

dove N_{SPT} il numero di colpi misurato.

Sanglerat. Questa correlazione è valida per argille di media e alta plasticità e si basa sulle seguenti relazioni:

$$c_u \text{ (MPa)} = 12,3 \cdot N_{SPT} \quad (\text{argille a media plasticità})$$

$$c_u \text{ (MPa)} = 9,8 \cdot N_{SPT} \quad (\text{argille limose})$$

$$c_u \text{ (MPa)} = 6,6 \cdot N_{SPT} \quad (\text{argille limo sabbiose})$$

dove N_{SPT} il numero di colpi misurato.

Modulo di deformazione E (Modulo di Young)

Tornaghi et al. Questa correlazione è valida per sabbia con ghiaia e sabbia pulita. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$E \text{ (MPa)} = B \sqrt{N_{SPT}}$$

dove N_{SPT} è il numero di colpi misurato, mentre B è una costante pari a 7 MPa.

Schmertmann (1978). Questa correlazione è valida per le sabbie in genere. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

PROGETTAZIONE ATI:

$$E(kg/cm^2) = 2BN_{SPT}$$

dove N_{SPT} è il numero di colpi misurato e B è una costante variabile in funzione della litologia.

B	Litologia
4	Sabbia fine
6	Sabbia media
10	Sabbia grossolana

D'Appolonia et al. Questa correlazione è valida per sabbia con ghiaia e sabbie sovraconsolidate e si basa sulle seguenti relazioni:

$$E(kg/cm^2) = 7,71N_{SPT} + 191 \quad (\text{Ghiaia con sabbia})$$

$$E(kg/cm^2) = 10,63N_{SPT} + 375 \quad (\text{Sabbia OC})$$

dove N_{SPT} è il numero di colpi misurato.

Schultze e Menzebach. Questa correlazione è valida per sabbia sotto falda e si basa sulla seguente relazione:

$$E(kg/cm^2) = 5,27N_{SPT} + 76$$

dove N_{SPT} è il numero di colpi misurato.

4.2.2 Prova penetrometrica statica (CPT, Cone Penetration Test)

Nella Figura 4.2 sono riportati i risultati della prova CPT1 in termini di resistenza alla punta q_c e attrito laterale f_s .

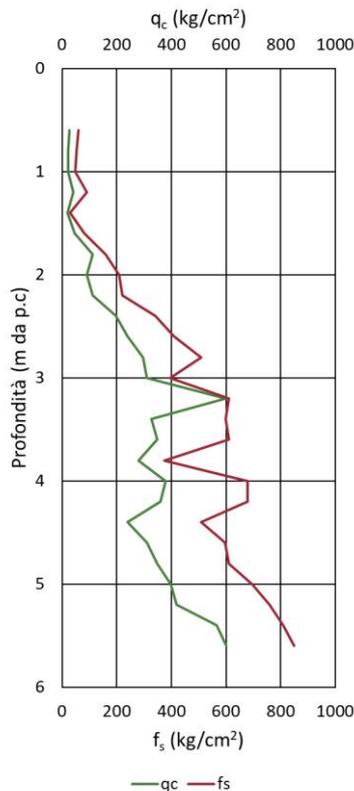


Figura 4.2 Risultati prova CPT1

4.2.2.1 Criteri di interpretazione

La valutazione dei parametri geotecnici del terreno in seguito all'esecuzione di una prova penetrometrica dinamica avviene attraverso correlazioni affidabili ricavate da letteratura tecnica la cui validità è confermata a livello internazionale.

Di seguito, si riportano le correlazioni utilizzate nell'ambito di questo lavoro.

Angolo di resistenza a taglio φ

Koppejan. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi = 5,8 + 5,21 \ln \left(\frac{R_p}{\sigma} \right)$$

dove σ è la pressione litostatica efficace in kg/cm^2 e R_p è la resistenza alla punta in kg/cm^2 .

Modulo di Young E

Schmertmann. Questa correlazione è valida per sabbie e ghiaie in genere normalmente consolidate. Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$E (\text{kg/cm}^2) = 2,5R_p$$

PROGETTAZIONE ATI:

dove R_p è la resistenza alla punta in kg/cm^2 .

4.3 PROVA DI PERMEABILITÀ

Durante la campagna di indagini condotta nel 2020 sono state eseguite n. 8 prove di permeabilità tipo Lefranc, i cui risultati sono riassunti nella Tabella 4-7 e nella Figura 4.3.

Tabella 4-7 Risultati delle prove di permeabilità

Sondaggio	Prova	Tipologia prova	Profondità prova	Coeff. di permeabilità k
			(m da p.c.)	(m/s)
S8-DH	LF1	Lefranc	12,50 ÷ 13,00	1,30E-05
S8-DH	LF2	Lefranc	26,70 ÷ 27,00	3,10E-06
S9-PZ	LF3	Lefranc	7,00 ÷ 7,50	2,30E-05
S9-PZ	LF4	Lefranc	19,00 ÷ 19,50	6,90E-06
S10-DH	LF1	Lefranc	10,00 ÷ 10,50	5,60E-06
S10-DH	LF2	Lefranc	21,50 ÷ 22,00	4,40E-06
S11-PZ	LF1	Lefranc	3,50 ÷ 4,00	2,20E-05
S11-PZ	LF2	Lefranc	24,70 ÷ 25,00	3,50E-06

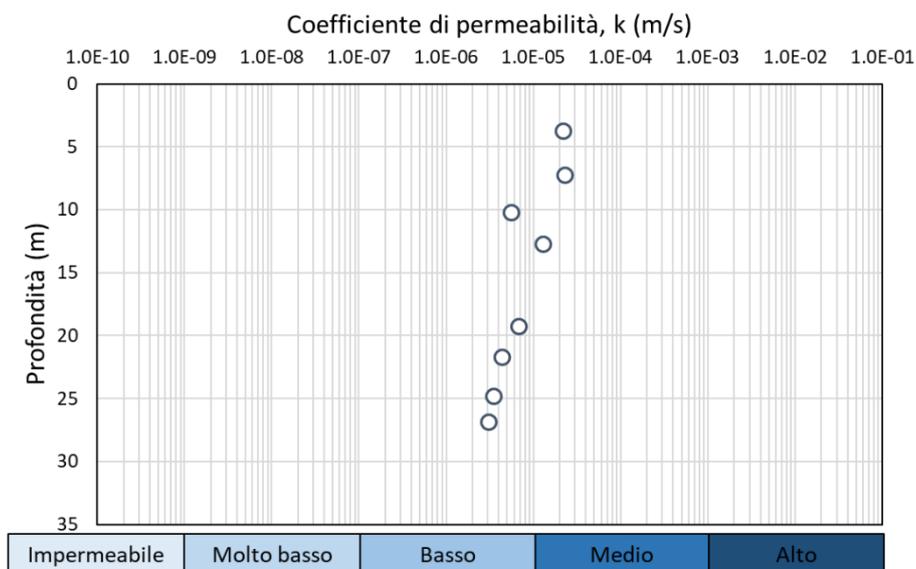


Figura 4.3 Risultati delle prove di permeabilità

4.4 RILIEVO DEI LIVELLI DI FALDA

La misura del carico idraulico e la ricostruzione della superficie piezometrica è stata eseguita mediante l'installazione di n. 3 piezometri a tubo aperto.

Nella Tabella 4-8 e nella Figura 4.4 si riportano i livelli di falda rilevati durante le diverse misurazioni.

Tabella 4-8 Livelli di falda rilevati in sito

Sondaggio	Tipologia piezometro	31/05/2018	01/06/2018	02/06/2018	13/07/2018	06/03/2020	12/03/2020	16/03/2020	18/03/2020	20/03/2020	01/06/2020
		Livello di falda (m da p.c.)									
S5-PZ	Tubo aperto	8,55	8,60	8,61	8,70	-	-	-	-	-	-
S9-PZ	Tubo aperto	-	-	-	-	11,40	6,95	6,95	-	6,95	7,85
S11-PZ	Tubo aperto	-	-	-	-	-	-	19,55	6,70	6,70	7,61

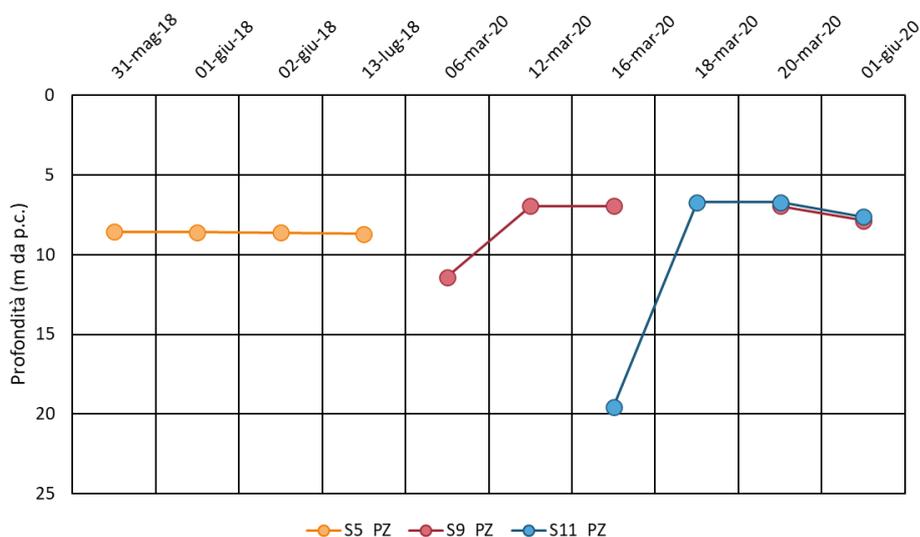


Figura 4.4 Livelli di falda rilevati in sito

4.5 INDAGINI GEOFISICHE

Durante le diverse campagne di indagini sono state eseguite n. 2 indagini sismiche con metodo Down-hole (S1-DH, SC6-DH), n. 2 indagini sismiche con metodo MASW (MASW01, MASW02) e n. 1 indagine sismica a rifrazione (SR01).

Nella Tabella 4-9 sono riportati i valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ ottenuta dai risultati delle prove in sito interpretati secondo le prescrizioni normative contenute al § 3.2.2 [1].

Tabella 4-9 Indagini geofisiche e categoria di sottosuolo secondo [1]

Prova	Opera d'arte	Lunghezza del tratto di prova	$V_{s,eq}$	Categoria di sottosuolo
		(m)	(m/s)	(secondo [1])
S2-DH	Ponte scavalco Fascio tubiero	25,05	521	B
S3-DH	Nuovo cavalcavia	30,00	574	B
S6-DH	Corpo stradale	30,00	512	B

PROGETTAZIONE ATI:

Prova	Opera d'arte	Lunghezza del tratto di prova	$V_{S,eq}$	Categoria di sottosuolo
S8-DH	Sottopasso scatolare	35,00	458	B
S10-DH	Opera a farfalla	32,00	438	B

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione sismica (codice elaborato T00GE01GEORE01).

4.5.1 Criteri di interpretazione

Nel caso di problemi di dinamica dei terreni, come ad esempio lo studio del comportamento dei terreni in caso di un sisma, è necessario valutare il modulo di taglio G_0 (o G_{dyn}) e quello di Young E_0 (o E_{dyn}) iniziali, associabili a piccole deformazioni. A tale scopo, è possibile fare riferimento alle formule di seguito riportate:

$$V_S = \sqrt{\frac{G_{dyn}}{\rho}} = \sqrt{\frac{1}{\rho} \frac{E_{dyn}}{2(1 + \nu_{dyn})}} \quad \text{onde di taglio}$$

dove ν_{dyn} è il rapporto di Poisson dinamico.

Per la determinazione dei moduli elastici operativi, è possibile utilizzare le curve di decadimento proposte da Vucetic e Dobri (1991), riportate nella Figura 4.5.

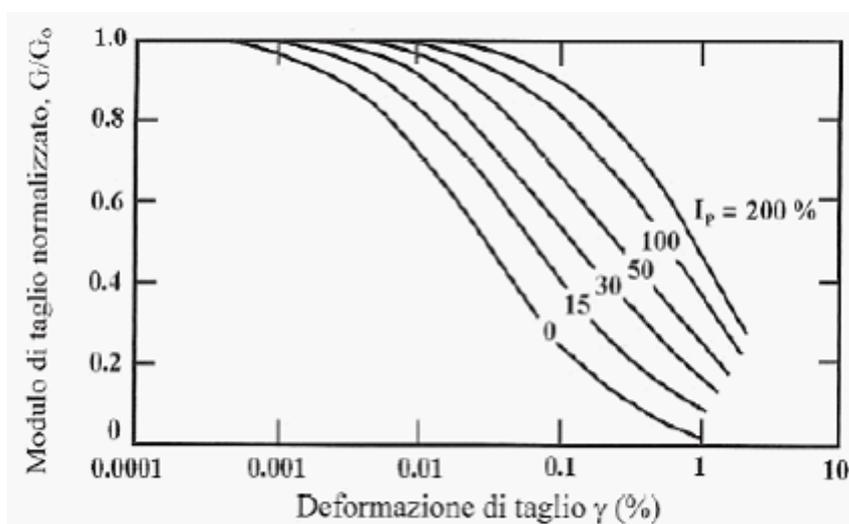


Figura 4.5 Valori del rapporto G/G_0 in funzione della deformazione di taglio e dell'indice di plasticità del terreno (Vucetic e Dobri, 1991)

La letteratura tecnica mostra che è possibile stimare un modulo di rigidezza a taglio operativo a partire da valori di deformazioni a taglio convenzionali associati al tipo di opera (Figura 4.6).

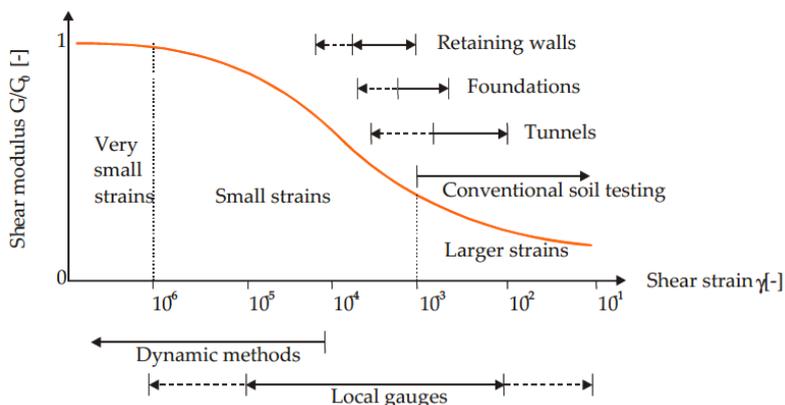


Figura 4.6 Valori del rapporto G/G_0 in funzione del livello di deformazione atteso per differenti sistemi geotecnici

4.6 PROVE DI LABORATORIO

Durante le diverse campagne di indagini sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- contenuto d'acqua;
- peso di volume;
- peso specifico dei granuli;
- limiti di Atterberg;
- analisi granulometrica;
- classificazione terreni (UNI 10006);
- prova edometrica;
- prova di taglio diretto TD;
- prova triassiale consolidata drenata TxCID;
- prova triassiale consolidata non drenata TxCIU;
- prova ad espansione laterale libera ELL.

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Di seguito si riporta la definizione del modello geotecnico di sottosuolo. Tale modello è stato definito con riferimento al modello geologico illustrato negli elaborati specifici, considerando gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici individuati. Sono stati, inoltre, analizzati tutti i dati disponibili (rilievo geologico, risultati delle indagini in sito ed in laboratorio, rilievo della falda) per la definizione delle unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, del regime delle pressioni interstiziali e dei valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Al fine del dimensionamento delle opere si possono individuare quattro unità geotecniche, tre delle quali (UG1a, UG1b, UG1c) appartenenti all'unità geologica *Pmv2* (depositi alluvionali antichi non terrazzati) e una (UG2) appartenente all'unità geologica *e* (depositi alluvionali e palustri attuali e recenti) rintracciata a fine lotto.

UG1a – DEPOSITO GHIAIOSO

L'unità UG1a rappresenta la porzione dei depositi alluvionali antichi non terrazzati (*Pmv2*) costituita da materiale a prevalente componente ghiaiosa in matrice sabbiosa limosa a volte debolmente argillosa, da sciolto a denso.

UG1b – DEPOSITO SABBIOSO

L'unità UG1b rappresenta la porzione dei depositi alluvionali antichi non terrazzati (*Pmv2*) costituita da materiale a prevalente componente sabbiosa in matrice limosa argillosa, da sciolto a molto denso.

UG1c – DEPOSITO LIMOSO ARGILLOSO

L'unità UG1c rappresenta la porzione dei depositi alluvionali antichi non terrazzati (*Pmv2*) costituita da materiale fortemente coesivo con una componente limosa argillosa prossima al 40%, da poco consistente a consistente, a volte molto consistente.

UG2 – DEPOSITO SABBIOSO GHIAIOSO

L'unità UG2 rappresenta la coltre superficiale dei depositi alluvionali e palustri attuali e recenti (*e*) costituita da materiale a grana grossa in scarsa matrice limosa argillosa. A circa 4,50 m si rinviene un livello decimetrico di materiale con abbondante frazione organica (torba).

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le osservazioni sperimentali ottenute dalle prove in sito e in laboratorio sono esaminate nel seguito per ciascuna unità geotecnica individuata. L'elaborazione e l'interpretazione delle prove geotecniche in sito ed in laboratorio è finalizzata alla definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici (§ 6.2).

6.1 CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

6.1.1 Deposito ghiaioso (UG1a)

Nell'unità UG1a sono stati prelevati 19 campioni rimaneggiati. Inoltre sono state eseguite 11 prove di taglio diretto e 40 prove penetrometriche dinamiche.

6.1.1.1 Prova penetrometrica dinamica

Nella Tabella 6-1 e nella Figura 6.1 sono riportati i risultati in termini di numero di colpi N_{SPT} associati all'unità geotecnica in esame. Il rifiuto strumentale è indicato con un numero di colpi pari a 100.

Tabella 6-1 Risultati prove SPT (UG1a)

Anno	Sondaggio	Prova	Profondità prova	Numero colpi			Penetrazione	Numero di colpi			
				z_0	N_1	N_2			N_3	e	N_{SPT}
				(m da p.c.)	(-)	(-)			(-)	(cm)	(-)
2003	S13	1	3,80	52	27	r	1	100			
2003	S13	2	8,50	40	38	r	1	100			
2003	S15	2	13,00	37	20	27	-	47			
2018	S1	1	2,40	16	r	-	12	100			
2018	S1	2	5,00	11	18	28	-	46			
2018	S2	1	3,00	30	r	-	8	100			
2018	S2	9	25,00	14	21	38	-	59			
2018	S3	2	6,20	31	r	-	8	100			
2018	S3	3	9,60	r	-	-	5	100			
2018	S3	4	12,70	16	21	31	-	52			
2018	S4	1	3,00	26	31	r	4	100			
2018	S4	2	6,20	38	r	-	10	100			
2018	S4	3	9,20	r	-	-	7	100			
2018	S4	4	12,30	41	r	-	9	100			
2018	S4	5	16,00	10	16	21	-	37			
2018	S4	6	19,60	36	r	-	5	100			
2018	S5	2	5,90	16	29	r	11	97			

PROGETTAZIONE ATI:

Anno	Sondaggio	Prova	Profondità prova	Numero colpi			Penetrazione	Numero di colpi
2018	S5	3	9,20	31	r	-	2	100
2018	S5	4	12,00	25	r	-	6	100
2018	S5	5	15,30	9	11	29	-	40
2018	S6	1	1,50	40	r	-	4	100
2018	S6	2	4,00	11	r	-	9	100
2018	S7	5	13,30	8	r	-	13	100
2018	S7	8	21,60	9	12	10	-	22
2020	S8 DH	1	3,00	r	-	-	10	100
2020	S8 DH	2	6,20	13	27	38	-	65
2020	S8 DH	3	9,20	r	-	-	14	100
2020	S8 DH	4	12,00	30	r	-	13	100
2020	S9 PZ	1	3,00	2	31	38	-	69
2020	S9 PZ	2	6,00	15	24	29	-	53
2020	S9 PZ	3	9,00	11	21	47	-	68
2020	S9 PZ	4	12,00	43	r	-	6	100
2020	S9 PZ	5	15,00	18	35	r	11	100
2020	S10 DH	1	3,00	r	-	-	10	100
2020	S10 DH	2	6,00	19	23	35	-	58
2020	S10 DH	3	9,00	9	11	15	-	26
2020	S10 DH	4	12,00	18	37	30	-	67
2020	S10 DH	5	15,00	23	r	-	10	100
2020	S11 PZ	1	3,00	r	-	-	7	100
2020	S11 PZ	6	18,00	33	r	-	8	100

PROGETTAZIONE ATI:

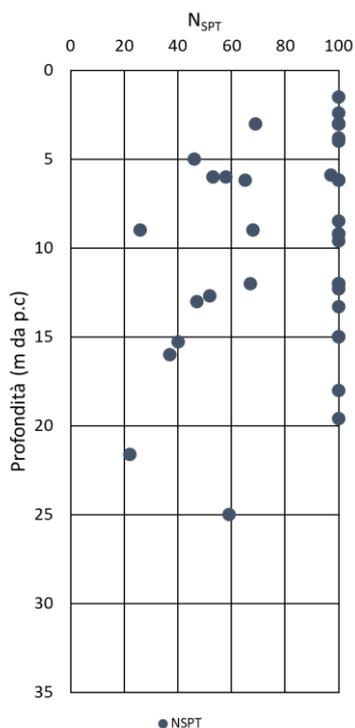


Figura 6.1 Risultati prove SPT (UG1a)

6.1.1.2 Caratteristiche fisiche

Contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg

Contenuto naturale d'acqua	$w_n = 6,0\% \div 13,2\%$
Limite liquido	$w_L = 16,0\% \div 44,0\%$
Limite plastico	$w_P = 13,0\% \div 23,0\%$
Indice di plasticità	$I_P = 3,0\% \div 21,0\%$
Indice di consistenza	$I_C = 1,3 \div 3,0$

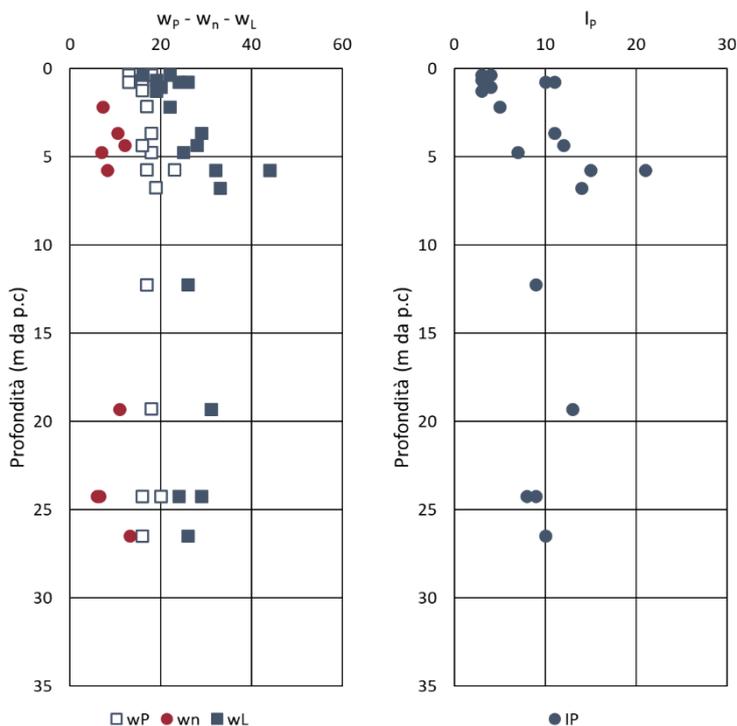


Figura 6.2 Contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg e indice di plasticità (UG1a)

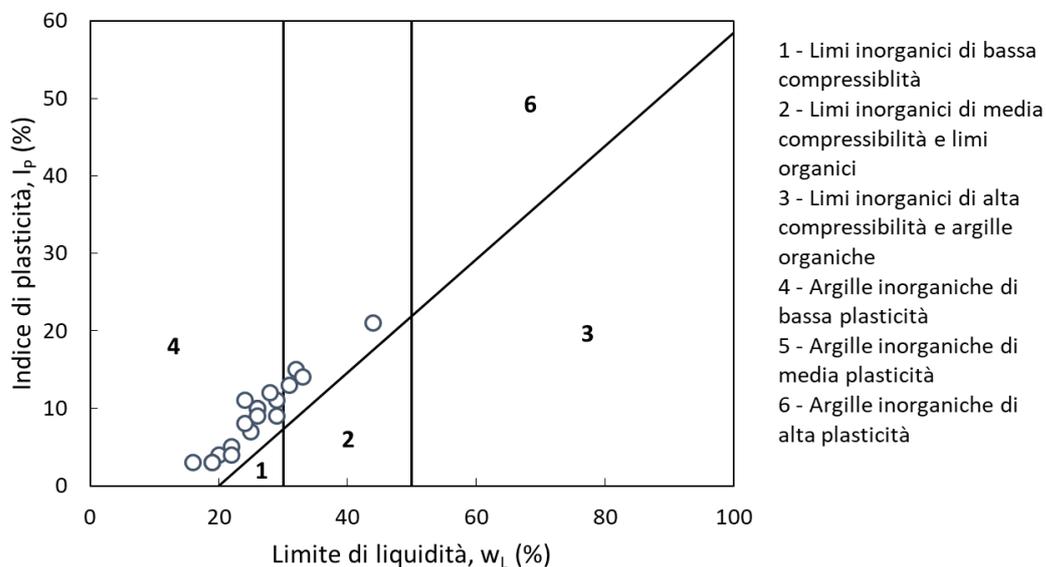


Figura 6.3 Carta di plasticità di Casagrande (UG1a)

Granulometria

Ghiaia = 30% ÷ 59%

Sabbia = 25% ÷ 52%

PROGETTAZIONE ATI:

Limo = 9% ÷ 29%

Argilla = 1% ÷ 7%

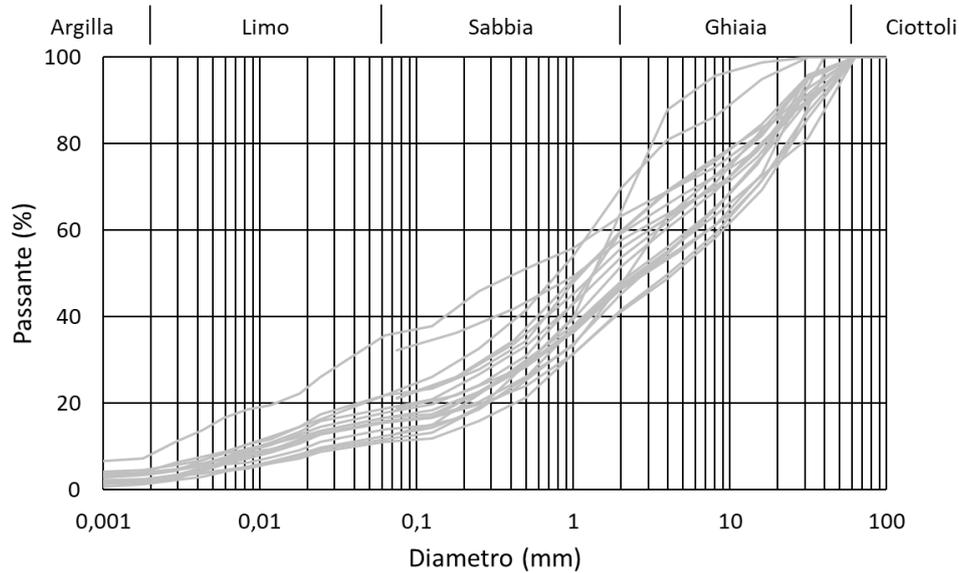


Figura 6.4 Curve granulometriche (UG1a)

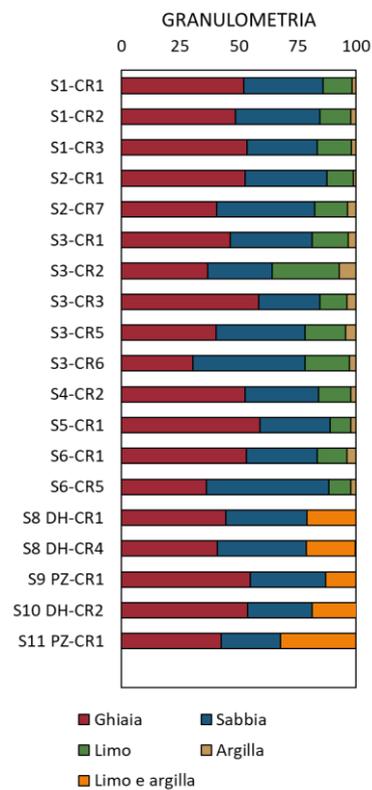


Figura 6.5 Granulometria (UG1a)

Densità relativa

Per la valutazione della densità relativa sono stati considerati i risultati delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di Schultze e Menzembach (1961), Skempton (1986), adottando il valore più basso fra quelli calcolati con i differenti metodi (§ 4.2.1.1).

Densità relativa

$D_r = 49\% \div 93\%$

6.1.1.3 Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate

Di seguito si riportano i risultati delle prove di laboratorio e l'interpretazione delle prove in sito in termini di coesione e angolo di resistenza al taglio. Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio sono stati considerati i risultati delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di Schmertmann (1978), Shioi e Fukui (RBS, 1982), Shioi e Fukui (JNR, 1982) (§ 4.2.1.1).

Prova di taglio diretto TD

Coesione

$c' = 4 \div 8 \text{ kPa}$

Angolo d'attrito

$\varphi' = 34^\circ \div 40^\circ$

Prova penetrometrica dinamica

Angolo d'attrito

$\varphi' = 33^\circ \div 48^\circ$

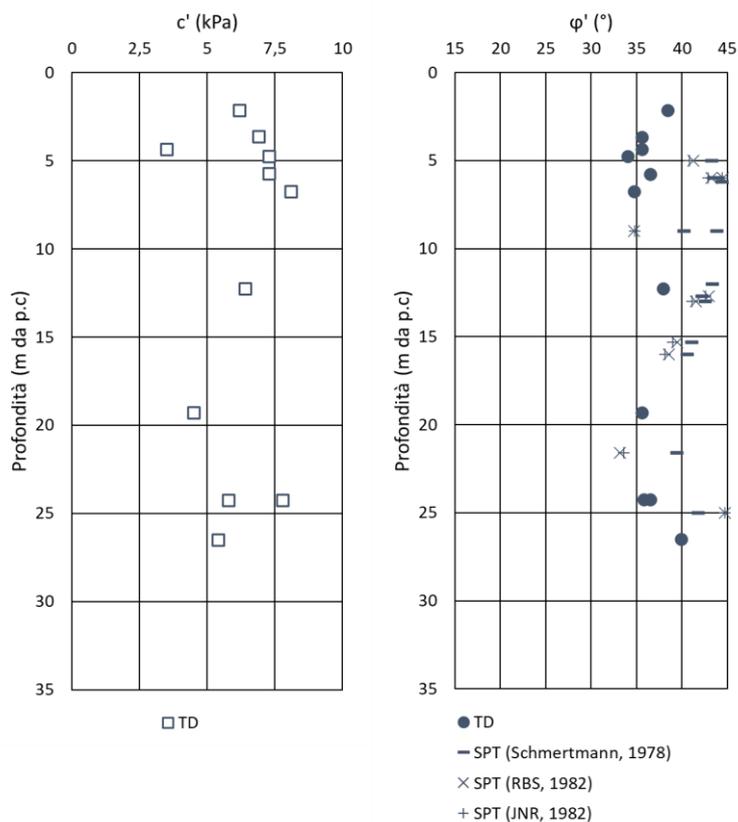


Figura 6.6 Coesione e angolo di attrito da prove in sito e laboratorio (UG1a)

6.1.1.4 Caratteristiche di deformabilità

Per la determinazione del valore operativo del modulo elastico sono stati considerati i risultati delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di D'Appolonia *et al.* (1970) e Tornaghi *et al.* (§ 4.2.1.1).

Prova penetrometrica dinamica

Modulo di Young

$E = 33 \div 72 \text{ MPa}$

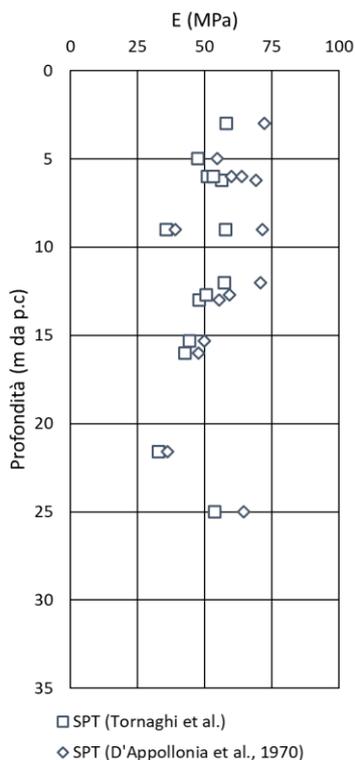


Figura 6.7 Modulo di Young operativo ottenuto mediante prove SPT (UG1a)

Oltre ai risultati delle prove SPT sono stati considerati anche i risultati delle indagini sismiche con metodo Down-hole (§ 8.2). Per la tipologia di opere previste in questo progetto e per la natura dei terreni interagenti, si adotta un valore del modulo elastico operativo E pari a circa $\frac{1}{3} \div \frac{1}{8}$ rispetto quello ottenuto a piccole deformazioni E_0 .

Prova Down-hole

Modulo di Young

$E = 40 \div 447$ MPa

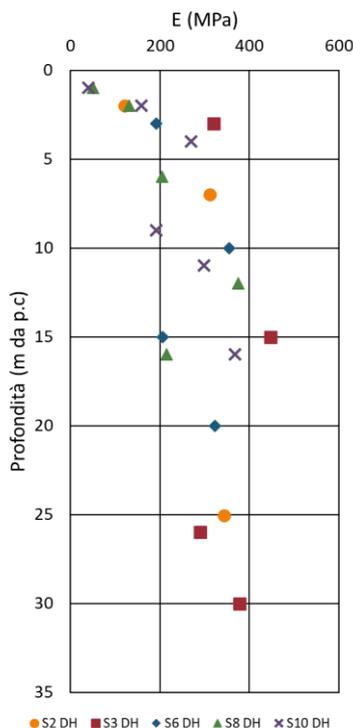


Figura 6.8 Modulo di Young operativo ottenuto mediante prove DH (UG1a)

6.1.2 Deposito sabbioso (UG1b)

Nell'unità UG1b sono stati prelevati 1 campione indisturbato e 34 campioni rimaneggiati. Inoltre sono state eseguite 32 prove di taglio diretto, 1 prova triassiale consolidata drenata e 58 prove penetrometriche dinamiche.

6.1.2.1 Prova penetrometrica dinamica

Nella Tabella 6-2 e nella Figura 6.9 sono riportati i risultati in termini di numero di colpi N_{SPT} associati all'unità geotecnica in esame. Il rifiuto strumentale è indicato con un numero di colpi pari a 100.

Tabella 6-2 Risultati prove SPT (UG1b)

Anno	Sondaggio	Prova	Profondità prova (m da p.c.)	Numero colpi			Penetrazione e (cm)	Numero di colpi N_{SPT}
				N_1	N_2	N_3		
				(-)	(-)	(-)		
2003	S12	1	8,20	30	r	-	-	100
2003	S12	2	12,30	40	r	-	-	100
2003	S12	3	16,00	50	r	-	-	100
2003	S13	3	17,00	30	36	r	1	100

PROGETTAZIONE ATI:

Anno	Sondaggio	Prova	Profondità prova	Numero colpi			Penetrazione	Numero di colpi
2003	S15	1	10,00	8	3	5	-	8
2003	S15	3	20,00	30	21	25	-	46
2003	S15	4	23,60	17	15	30	-	45
2018	S2	2	6,20	18	r	-	12	100
2018	S2	3	9,60	25	r	-	9	100
2018	S2	4	12,30	28	r	-	8	100
2018	S2	5	14,80	19	27	44	-	71
2018	S2	6	17,30	5	12	15	-	27
2018	S2	7	19,90	21	r	-	8	100
2018	S2	8	22,70	17	29	46	-	75
2018	S3	1	3,50	6	9	15	-	24
2018	S3	5	15,60	19	r	-	4	100
2018	S3	6	19,60	17	34	29	-	63
2018	S3	7	22,20	19	31	36	-	67
2018	S3	8	25,20	21	32	34	-	66
2018	S3	9	28,60	7	16	27	-	43
2018	S3	10	31,00	18	r	-	11	100
2018	S3	11	33,80	11	26	24	-	50
2018	S4	7	22,80	9	14	21	-	35
2018	S5	1	3,00	24	14	10	-	24
2018	S5	6	18,20	6	9	10	-	19
2018	S5	7	21,30	14	13	10	-	23
2018	S5	11	33,50	6	4	9	-	13
2018	S6	3	7,00	14	13	16	-	29
2018	S6	4	10,60	10	8	8	-	16
2018	S6	5	13,50	20	15	18	-	33
2018	S6	7	19,30	10	26	16	-	42
2018	S6	8	22,40	33	r	-	11	100
2018	S6	9	25,70	8	8	8	-	16
2018	S6	10	31,40	7	9	10	-	19
2018	S7	3	5,00	15	21	24	-	45
2018	S7	6	15,20	5	7	8	-	15
2018	S7	7	19,10	10	10	4	-	14

PROGETTAZIONE ATI:

Anno	Sondaggio	Prova	Profondità prova	Numero colpi			Penetrazione	Numero di colpi
2020	S8 DH	5	15,00	14	22	28	-	50
2020	S8 DH	6	18,20	31	34	36	-	70
2020	S8 DH	7	21,00	9	13	17	-	30
2020	S8 DH	8	24,00	10	15	21	-	36
2020	S8 DH	9	27,00	18	r	-	14	100
2020	S8 DH	10	30,00	r	-	-	9	100
2020	S8 DH	11	33,00	21	16	27	-	43
2020	S9 PZ	6	19,10	20	r	-	12	100
2020	S9 PZ	7	21,20	9	16	21	-	37
2020	S9 PZ	8	24,20	9	13	23	-	36
2020	S9 PZ	9	28,00	11	14	16	-	30
2020	S10 DH	6	18,00	27	r	-	13	100
2020	S10 DH	7	21,00	29	r	-	13	100
2020	S10 DH	8	24,00	26	26	37	-	63
2020	S10 DH	10	30,00	42	r	-	13	100
2020	S10 DH	11	33,00	11	9	11	-	20
2020	S11 PZ	2	6,00	21	34	r	9	100
2020	S11 PZ	3	9,00	16	13	26	-	39
2020	S11 PZ	4	12,00	29	r	-	12	100
2020	S11 PZ	5	15,00	35	r	-	14	100
2020	S11 PZ	10	30,00	20	20	19	-	39

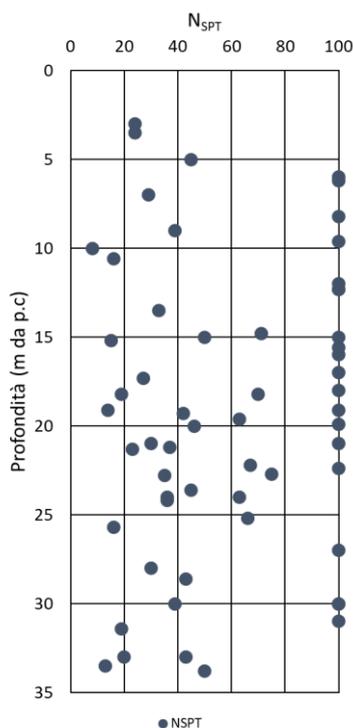


Figura 6.9 Risultati prove SPT (UG1b)

6.1.2.2 Caratteristiche fisiche

Peso di volume

Peso di volume naturale $\gamma_n = 18,9 \div 20,2 \text{ kN/m}^3$

Contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg

Contenuto naturale d'acqua $w_n = 5,5\% \div 28,6\%$

Limite liquido $w_L = 17,0\% \div 38,0\%$

Limite plastico $w_P = 13,0\% \div 23,0\%$

Indice di plasticità $I_P = 3,0\% \div 21,0\%$

Indice di consistenza $I_c = 0,8 \div 2,2$

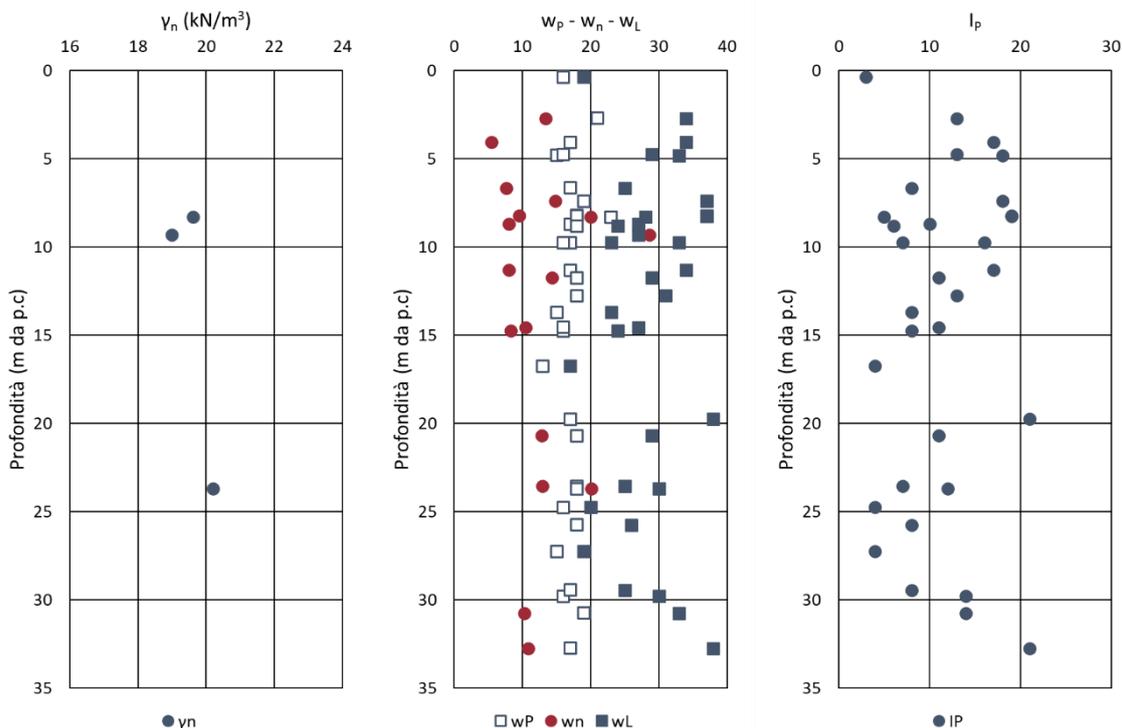


Figura 6.10 Peso di volume naturale, contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg e indice di plasticità (UG1b)

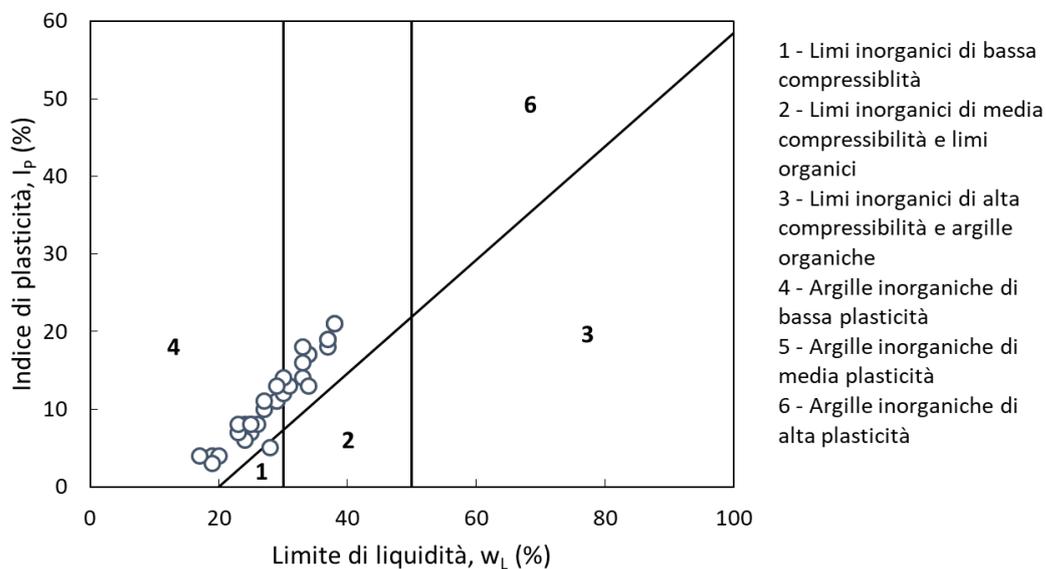


Figura 6.11 Carta di plasticità di Casagrande (UG1b)

Granulometria

Ghiaia	= 1% ÷ 49%
Sabbia	= 32% ÷ 68%
Limo	= 12% ÷ 38%

PROGETTAZIONE ATI:

Argilla = 0% ÷ 27%

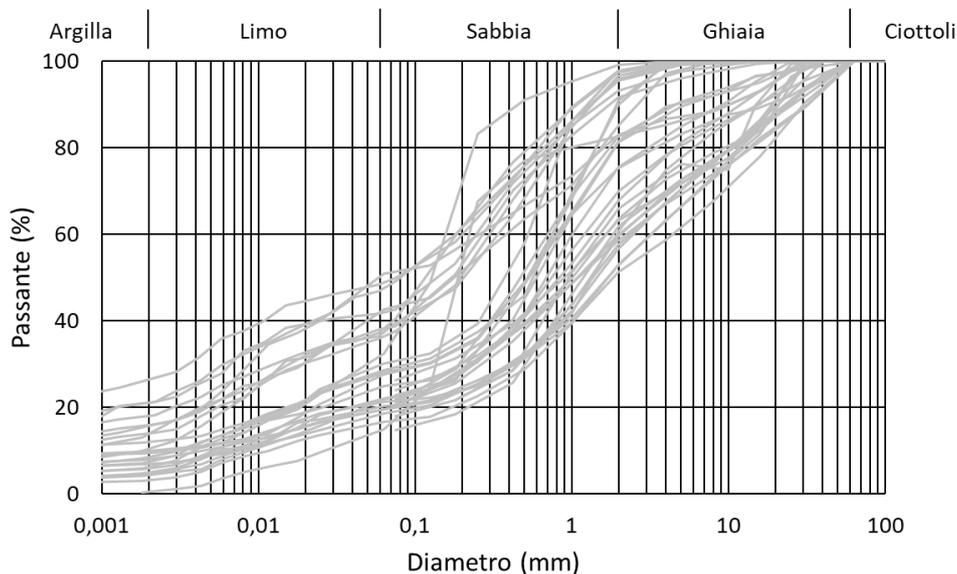


Figura 6.12 Curve granulometriche (UG1b)

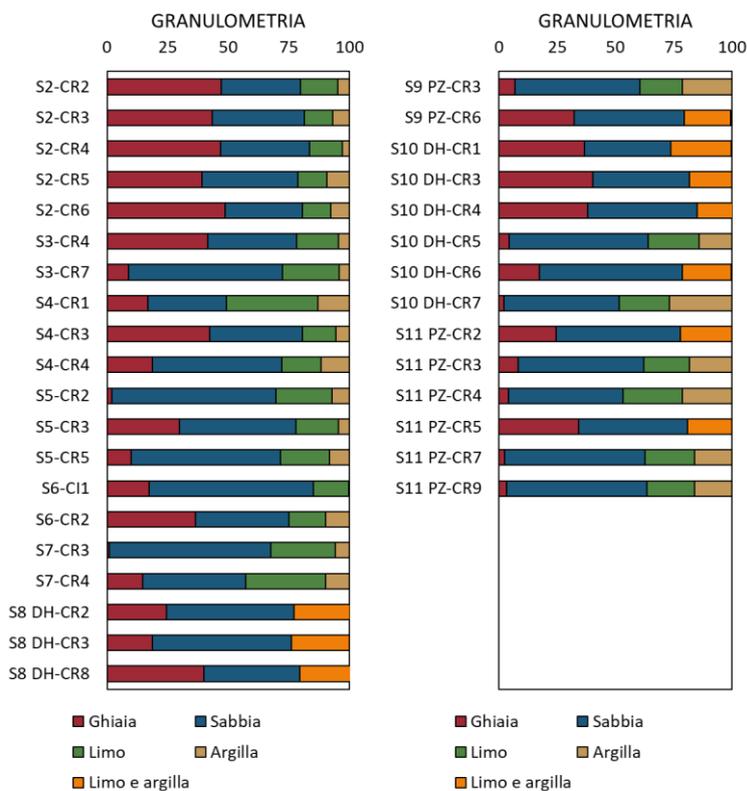


Figura 6.13 Granulometria (UG1b)

Densità relativa

Per la valutazione della densità relativa sono stati considerati i risultati delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di Gibbs e Holtz (1957), Schultze e Menzembach (1961), Skempton (1986), adottando il valore più basso fra quelli calcolati con i differenti metodi (§ 4.2.1.1).

Densità relativa

$D_r = 32\% \div 80\%$

6.1.2.3 Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate

Di seguito si riportano i risultati delle prove di laboratorio e l'interpretazione delle prove in sito in termini di coesione e angolo di resistenza al taglio. Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio sono stati considerati i risultati delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di Schmertmann (1978), Shioi e Fukui (RBS, 1982), Shioi e Fukui (JNR, 1982) (§ 4.2.1.1).

Prova di taglio diretto TD

Coesione

$c' = 0 \div 48 \text{ kPa}$

Angolo d'attrito

$\varphi' = 28^\circ \div 43^\circ$

Prova triassiale consolidata drenata TxCID

Coesione

$c' = 23 \text{ kPa}$

Angolo d'attrito

$\varphi' = 35^\circ$

Prova penetrometrica dinamica

Angolo d'attrito

$\varphi' = 26^\circ \div 50^\circ$

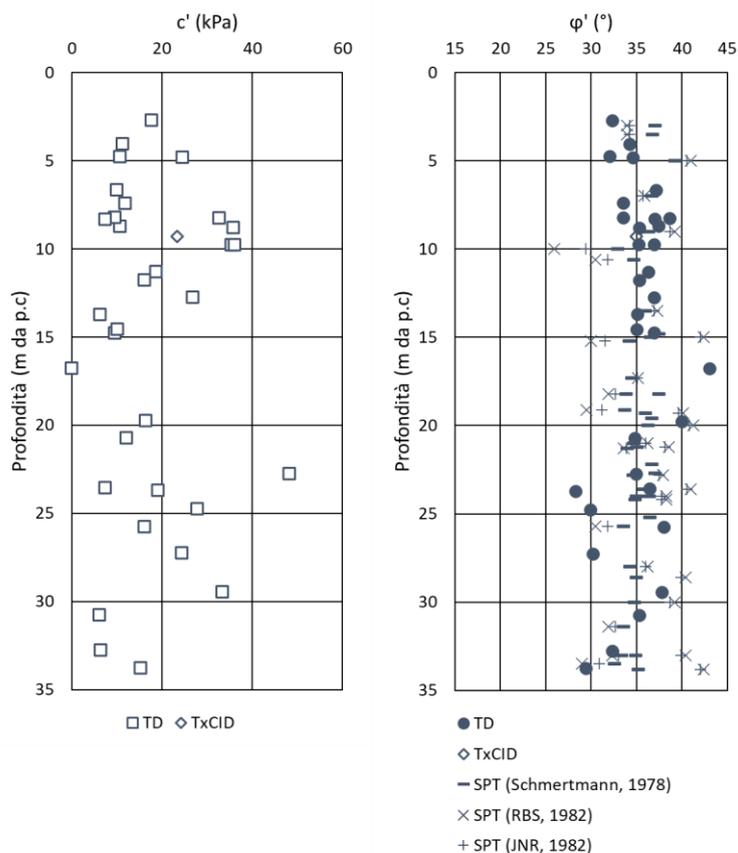


Figura 6.14 Coesione e angolo di attrito da prove in sito e laboratorio (UG1b)

6.1.2.4 Caratteristiche di deformabilità

Per la determinazione del valore operativo del modulo elastico sono stati considerati i risultati delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di D'Appolonia *et al.* (1970), Schultze e Menzebach (1961) e Tornaghi *et al.* (§ 4.2.1.1).

Prova penetrometrica dinamica

Modulo di Young

$E = 12 \div 77 \text{ MPa}$

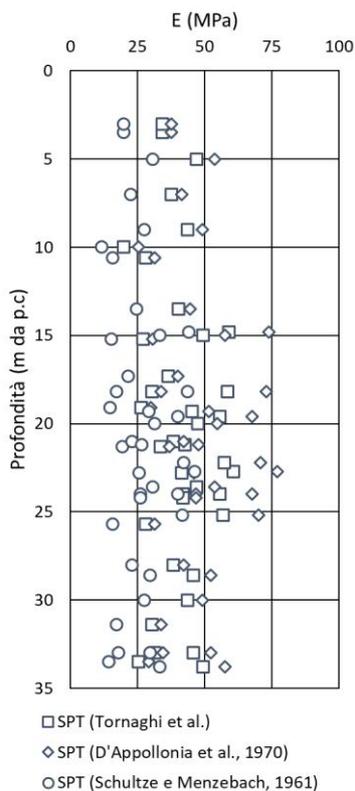


Figura 6.15 Modulo di Young operativo ottenuto mediante prove SPT (UG1b)

Oltre ai risultati delle prove SPT sono stati considerati anche i risultati delle indagini sismiche con metodo Down-hole (§ 8.2). Per la tipologia di opere previste in questo progetto e per la natura dei terreni interagenti, si adotta un valore del modulo elastico operativo E pari a circa $\frac{1}{3} \div \frac{1}{8}$ rispetto quello ottenuto a piccole deformazioni E_0 .

Prova Down-hole

Modulo di Young

$E = 113 \div 699$ MPa

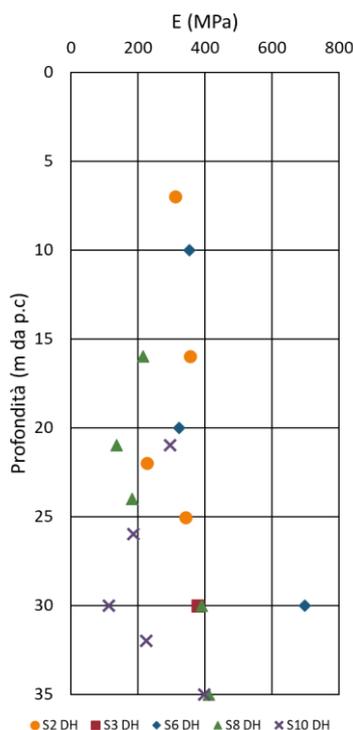


Figura 6.16 Modulo di Young operativo ottenuto mediante prove DH (UG1b)

6.1.3 Deposito limoso argilloso (UG1c)

Nell'unità UG1c sono stati prelevati 11 campioni indisturbati e 12 campioni rimaneggiati. Inoltre sono state eseguite 4 prove di taglio diretto, 2 prove triassiali consolidate drenate, 4 prove triassiali consolidate non drenate, 3 prove triassiali non consolidate non drenate, 9 prove ad espansione laterale libera e 11 prove penetrometriche dinamiche.

6.1.3.1 Prova penetrometrica dinamica

Nella Tabella 6-3 e nella Figura 6.17 sono riportati i risultati in termini di numero di colpi N_{SPT} associati all'unità geotecnica in esame. Il rifiuto strumentale è indicato con un numero di colpi pari a 100.

Tabella 6-3 Risultati prove SPT (UG1c)

Anno	Sondaggio	Prova	Profondità prova (m da p.c.)	Numero colpi			Penetrazione (cm)	Numero di colpi N_{SPT}
				N_1	N_2	N_3		
				(-)	(-)	(-)		
2003	S12	4	17,30	30	r	-	-	100
2018	S4	8	25,00	40	r	-	-	100
2018	S5	8	24,10	28	27	30	-	57

PROGETTAZIONE ATI:

Anno	Sondaggio	Prova	Profondità prova	Numero colpi			Penetrazione	Numero di colpi
2018	S5	9	26,80	8	10	11	-	21
2018	S5	10	30,00	8	9	9	-	18
2018	S6	6	17,80	10	11	12	-	23
2018	S7	4	8,50	9	14	16	-	30
2020	S10 DH	9	27,00	6	4	5	-	9
2020	S11 PZ	7	21,10	2	3	5	-	8
2020	S11 PZ	8	24,00	11	13	13	-	26
2020	S11 PZ	9	27,00	6	10	8	-	18

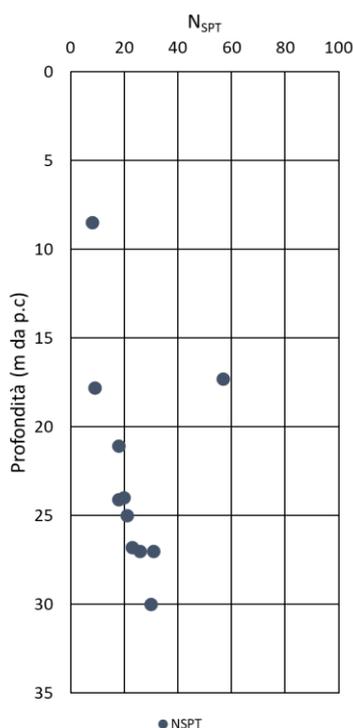


Figura 6.17 Risultati prove SPT (UG1c)

6.1.3.2 Caratteristiche fisiche

Peso di volume

Peso di volume naturale

$$\gamma_n = 19,2 \div 21,1 \text{ kN/m}^3$$

Contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg

PROGETTAZIONE ATI:

Contenuto naturale d'acqua

$w_n = 16,2\% \div 28,6\%$

Limite liquido

$w_L = 21,0\% \div 60,0\%$

Limite plastico

$w_P = 15,0\% \div 30,0\%$

Indice di plasticità

$I_P = 4,0\% \div 36,0\%$

Indice di consistenza

$I_c = 0,7 \div 1,3$

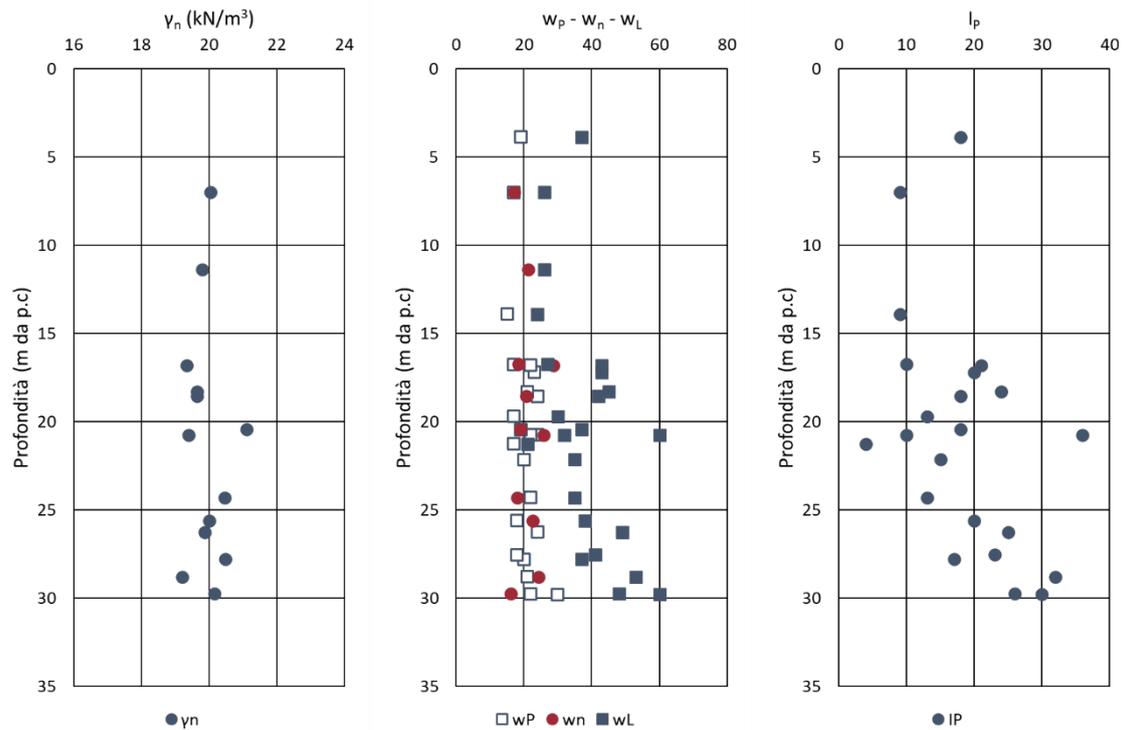


Figura 6.18 Peso di volume naturale, contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg e indice di plasticità (UG1c)

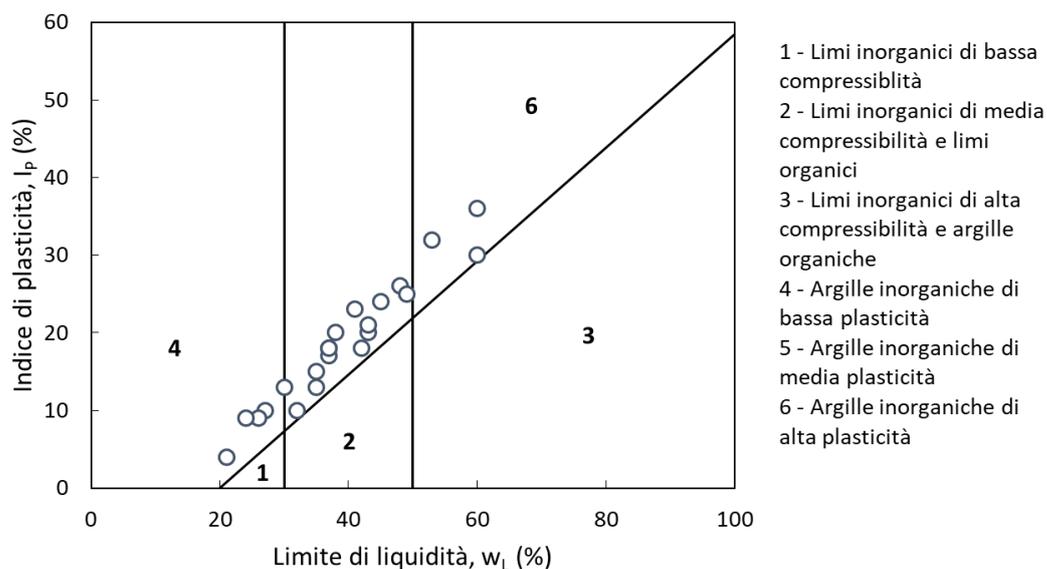


Figura 6.19 Carta di plasticità di Casagrande (UG1c)

Granulometria

Ghiaia	= 0% ÷ 18%
Sabbia	= 5% ÷ 68%
Limo	= 14% ÷ 58%
Argilla	= 1% ÷ 56%

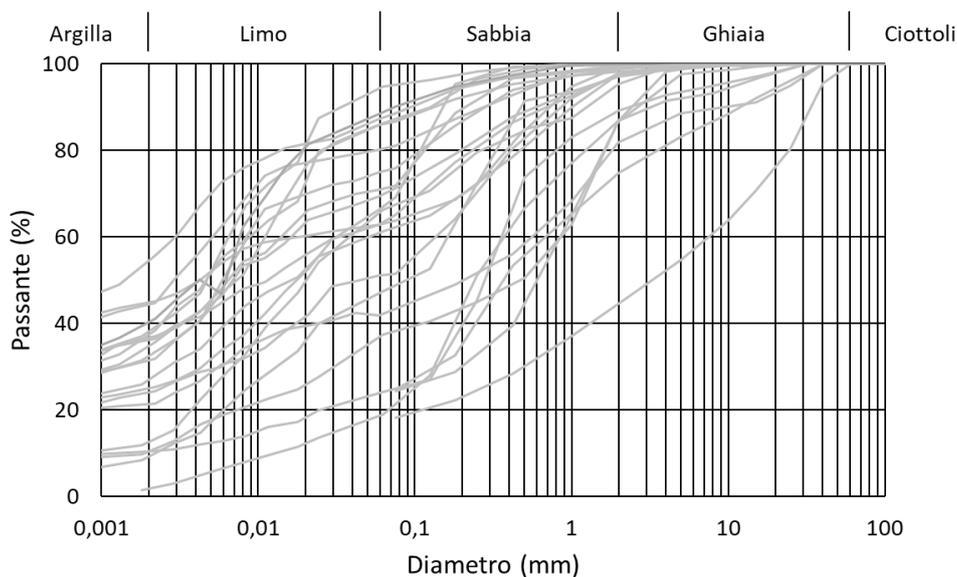


Figura 6.20 Curve granulometriche (UG1c)

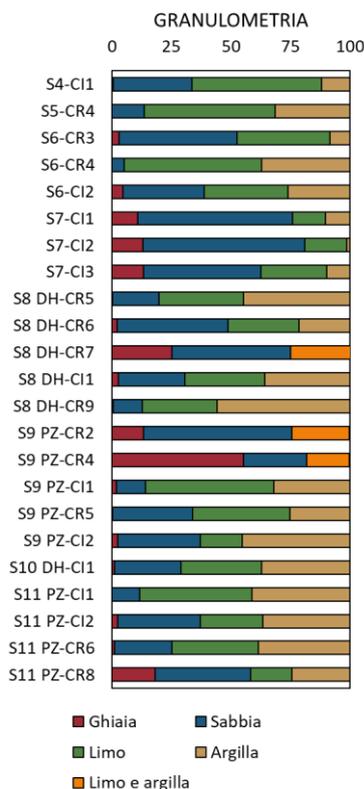


Figura 6.21 Granulometria (UG1c)

6.1.3.3 Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate

Di seguito si riportano i risultati delle prove di laboratorio e l'interpretazione delle prove in sito in termini di coesione e angolo di resistenza al taglio. Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio sono stati considerati i risultati delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di Shioi e Fukui (RBS, 1982), Shioi e Fukui (JNR, 1982) (§ 4.2.1.1).

Prova di taglio diretto TD

Coesione $c' = 32 \div 57$ kPa

Angolo d'attrito $\varphi' = 27^\circ \div 33^\circ$

Prova triassiale consolidata drenata TxCID

Coesione $c' = 10 \div 22$ kPa

Angolo d'attrito $\varphi' = 29^\circ$

Prova triassiale consolidata non drenata TxCIU

Coesione $c' = 0 \div 50$ kPa

Angolo d'attrito $\varphi' = 26^\circ \div 29^\circ$

Prova penetrometrica dinamica

PROGETTAZIONE ATI:

Angolo d'attrito

$$\varphi' = 26^\circ \div 38^\circ$$

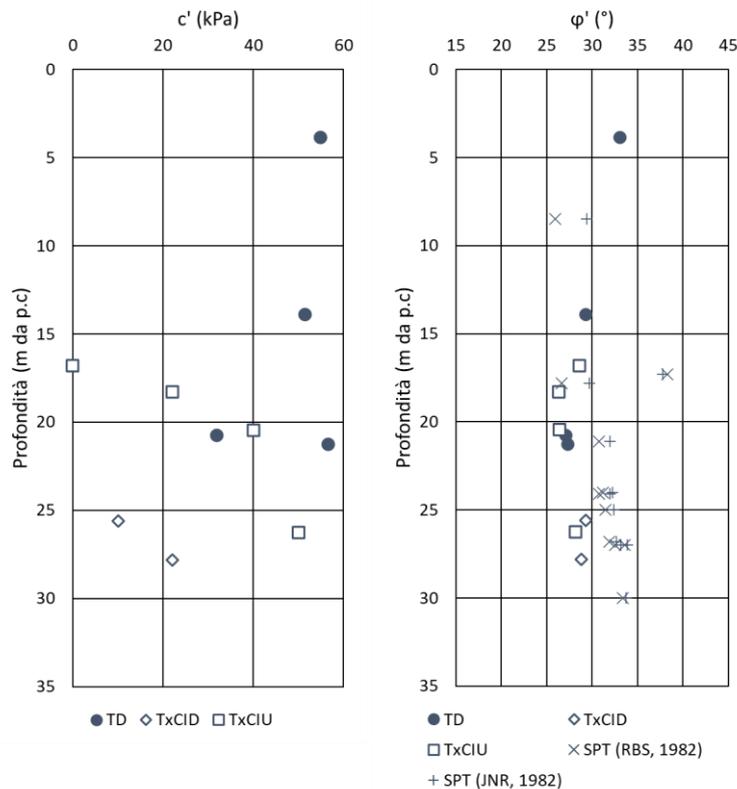


Figura 6.22 Coesione e angolo di attrito da prove in sito e laboratorio (UG1c)

6.1.3.4 Caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate

Per la determinazione della coesione non drenata sono stati considerati i risultati delle prove triassiali TxUU, delle prove a espansione laterale libera ELL e delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di Stroud (1974) e Sanglerat (§ 4.2.1.1).

Prova triassiale non consolidata non drenata TxUU

Coesione non drenata $c_u = 58 \div 105$ kPa

Prova a espansione laterale libera ELL

Coesione non drenata $c_u = 39 \div 284$ kPa

Prova penetrometrica dinamica

Coesione non drenata $c_u = 38 \div 353$ kPa

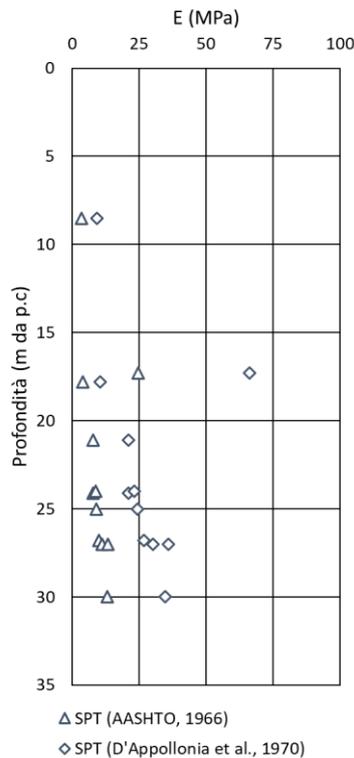


Figura 6.24 Modulo di Young operativo (UG1c)

6.1.4 Deposito sabbioso ghiaioso (UG2)

Nell'unità UG2 sono stati prelevati 1 campione indisturbato e 5 campioni rimaneggiati. Inoltre sono state eseguite 2 prove penetrometriche dinamiche e 1 prova penetrometrica statica.

6.1.4.1 Prova penetrometrica dinamica

Nella Tabella 6-4 e nella Figura 6.25 sono riportati i risultati in termini di numero di colpi N_{SPT} associati all'unità geotecnica in esame. Il rifiuto strumentale è indicato con un numero di colpi pari a 100.

Tabella 6-4 Risultati prove SPT (UG2)

Anno	Sondaggio	Prova	Profondità prova (m da p.c.)	Numero colpi			Penetrazione e (cm)	Numero di colpi N_{SPT}	
				z_0	N_1	N_2			N_3
				(-)	(-)	(-)			(-)
2018	S7	1	1,50	21	16	32	-	48	
2018	S7	2	3,00	28	r	-	6	100	

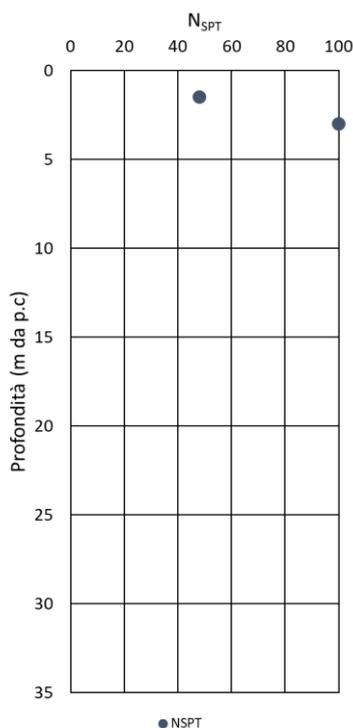


Figura 6.25 Risultati prove SPT (UG2)

6.1.4.2 Prova penetrometrica statica

Nella Tabella 6-5 e nella Figura 6.26 sono riportati i risultati in termini di resistenza alla punta q_c e attrito laterale f_s associati all'unità geotecnica in esame.

Tabella 6-5 Risultati prova CPT1

Profondità	Resistenza alla punta	Attrito laterale
z	q_c	f_s
(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
0,60	26	60
0,80	23	53
1,00	21	48
1,20	42	90
1,40	19	30
1,60	46	82
1,80	113	160
2,00	90	209

PROGETTAZIONE ATI:

Profondità	Resistenza alla punta	Attrito laterale
2,20	112	220
2,40	196	340
2,60	239	410
2,80	296	510
3,00	310	396
3,20	599	610
3,40	327	598
3,60	347	610
3,80	280	373
4,00	380	680
4,20	360	680
4,40	239	510
4,60	310	596
4,80	347	610
5,00	398	696
5,20	420	760
5,40	566	810
5,60	601	848

PROGETTAZIONE ATI:

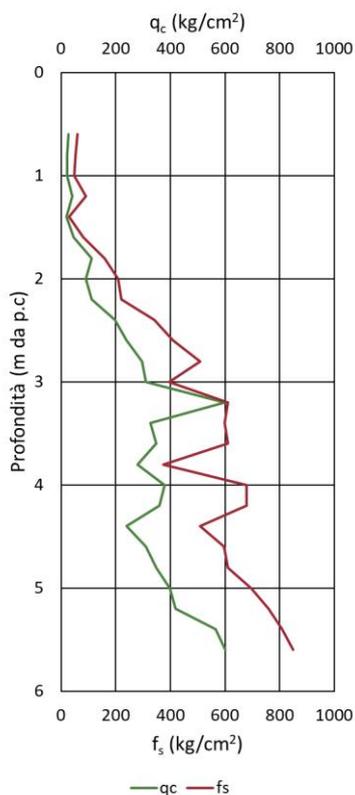


Figura 6.26 Risultati prova CPT1 (UG2)

6.1.4.3 Caratteristiche fisiche

Limiti di Atterberg

Contenuto naturale d'acqua	$w_n = 17,6\%$
Limite liquido	$w_L = 26,0\% \div 30,0\%$
Limite plastico	$w_P = 17,2\% \div 21,0\%$
Indice di plasticità	$I_P = 8,0\% \div 10,2\%$
Indice di consistenza	$I_c = 0,96$

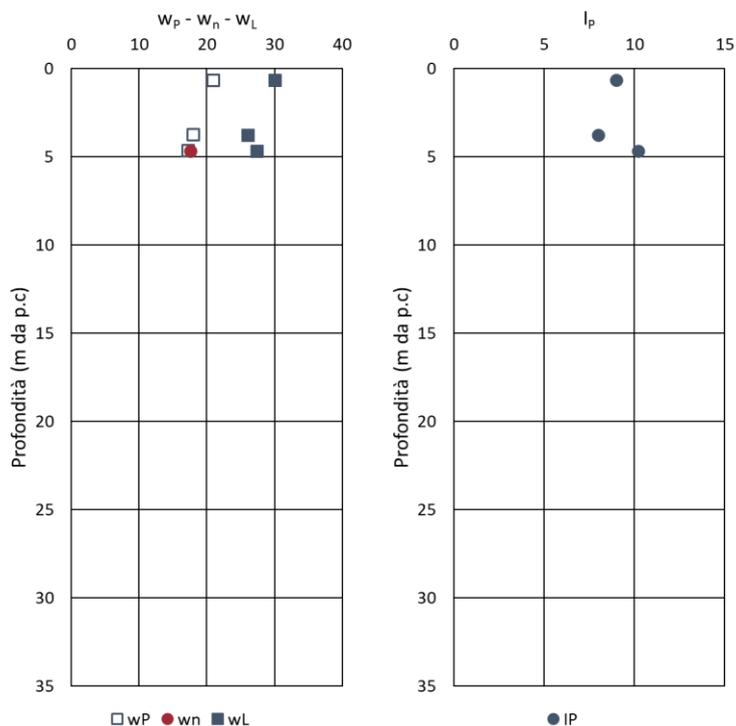


Figura 6.27 Contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg e indice di plasticità (UG2)

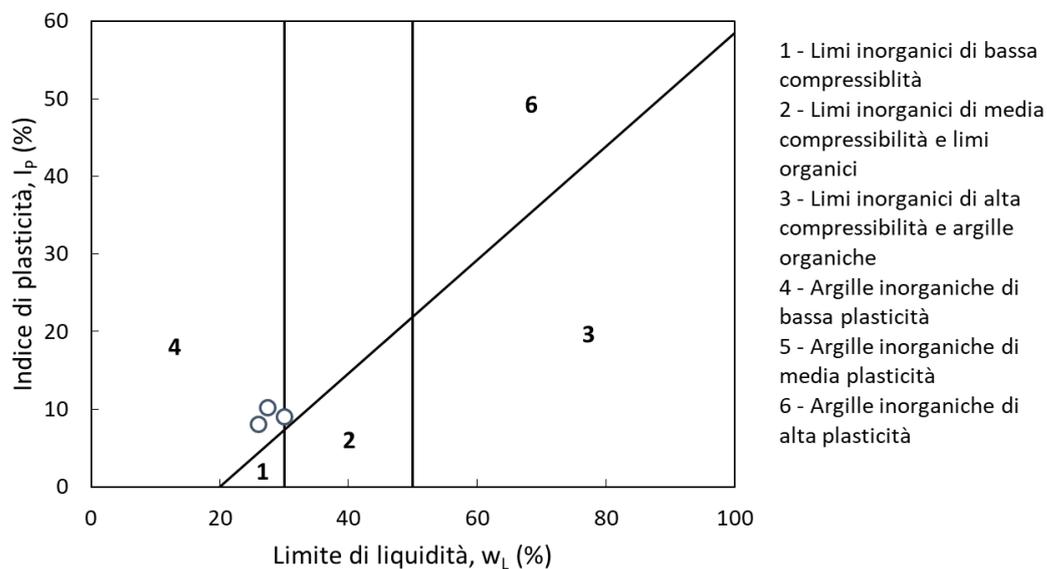


Figura 6.28 Carta di plasticità di Casagrande (UG2)

Granulometria

Ghiaia = 29% ÷ 79%
 Sabbia = 14% ÷ 36%
 Limo = 5% ÷ 28%

PROGETTAZIONE ATI:

Argilla = 2% ÷ 6%

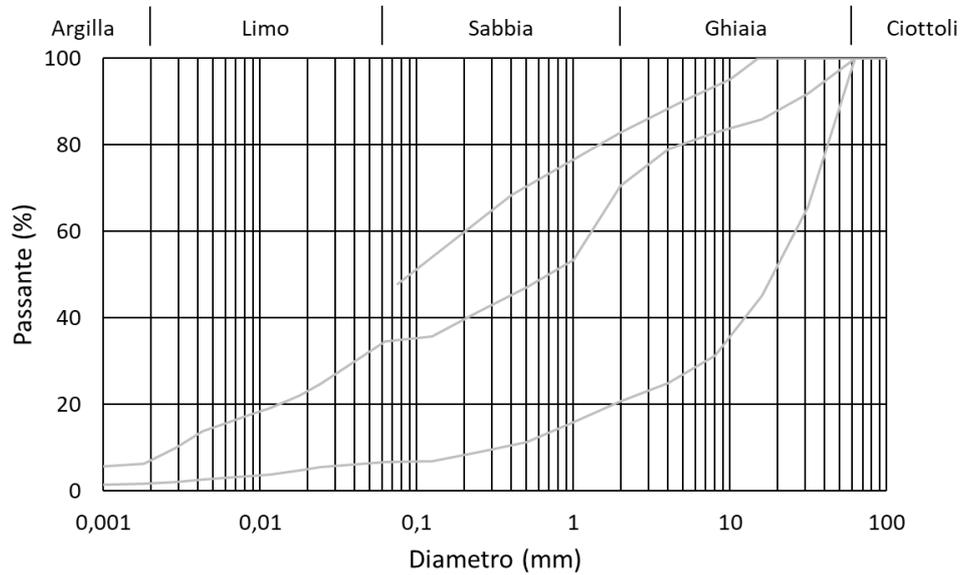


Figura 6.29 Curve granulometriche campioni (UG2)

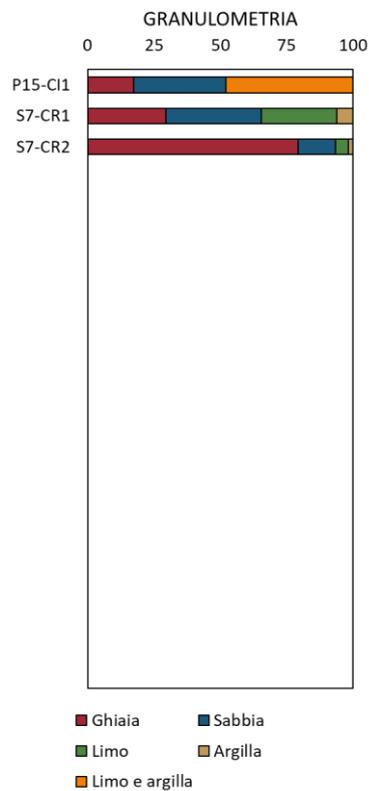


Figura 6.30 Granulometria (UG2)

PROGETTAZIONE ATI:

6.1.4.4 Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate

Di seguito si riportano i risultati delle interpretazioni delle prove in sito in termini di angolo di resistenza al taglio. Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio sono stati considerati i risultati delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di Shioi e Fukui (RBS, 1982), Shioi e Fukui (JNR, 1982) (§ 4.2.1.1) e i risultati delle prove CPT interpretate secondo le correlazioni di Koppejan (§ 4.2.2.1).

Prova penetrometrica dinamica

Angolo d'attrito

$$\varphi' = 41^\circ \div 42^\circ$$

Prova penetrometrica statica

Angolo d'attrito

$$\varphi' = 28^\circ \div 43^\circ$$

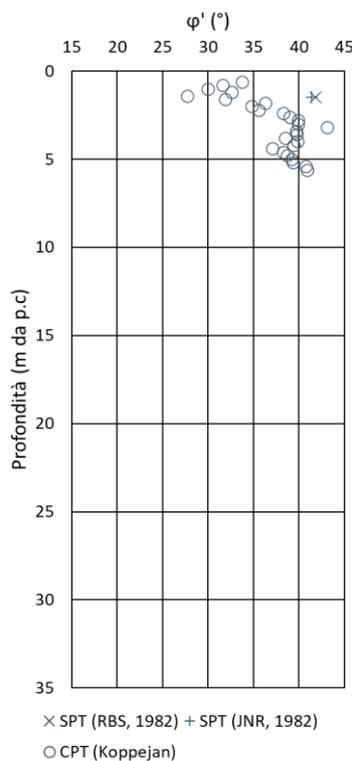


Figura 6.31 Coesione e angolo di attrito da prove in sito (UG2)

6.1.4.5 Caratteristiche di deformabilità

Per la determinazione del valore operativo del modulo elastico sono stati considerati i risultati delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di D'Appolonia *et al.* (1970) e AASHTO (1966) (§ 4.2.1.1) e della prova CPT interpretata secondo la correlazione di Schmertmann.

Prova penetrometrica dinamica

Modulo di Young

$$E = 48 \div 56 \text{ MPa}$$

Prova penetrometrica statica

PROGETTAZIONE ATI:

Modulo di Young

$E = 5 \div 100 \text{ MPa}$

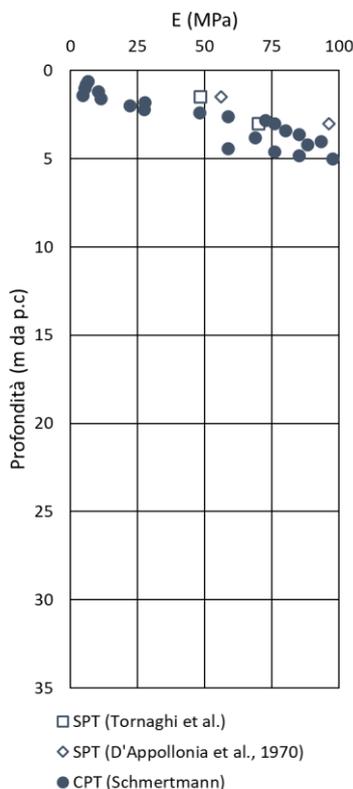


Figura 6.32 Modulo di Young operativo (UG2)

6.2 PARAMETRI CARATTERISTICI

Con riferimento ai terreni precedentemente individuati si è proceduto a definire le caratteristiche fisico-meccaniche combinando i risultati delle prove di laboratorio e delle indagini in sito svolte nel corso delle diverse campagne d'indagini, mediante correlazioni proposte in letteratura e già ampiamente verificate sul piano sperimentale.

Sono stati quindi definiti per ciascuna unità geotecnica i valori caratteristici dei parametri di resistenza e deformabilità (Tabella 6-6).

Tabella 6-6 Sintesi parametri caratteristici

Unità geotecnica		γ_n	c'	φ'	c_u	E
		(kN/m^3)	(kPa)	($^\circ$)	(kPa)	(MPa)
UG1a	Deposito ghiaioso	20 ÷ 22	0 ÷ 5	34 ÷ 38	-	40 ÷ 100
UG1b	Deposito sabbioso	19 ÷ 20	5 ÷ 20	32 ÷ 36	-	20 ÷ 80
UG1c	Deposito limoso argilloso	19 ÷ 20	15 ÷ 30	26 ÷ 28	50 ÷ 200	10 ÷ 30
UG2	Deposito sabbioso ghiaioso	18 ÷ 20	0 ÷ 5	28 ÷ 32	-	20 ÷ 30

PROGETTAZIONE ATI:

7 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E SOLUZIONI TECNICHE ADOTTATE

7.1 RILEVATI STRADALI

Nei successivi paragrafi sono riportate le analisi effettuate per la valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati stradali presenti lungo il tracciato. Le verifiche sono svolte per le sezioni maggiormente significative, tenendo conto di: altezza del rilevato stradale, caratteristiche stratigrafiche e regime delle pressioni interstiziali.

I rilevati stradali sono realizzati con scarpate di pendenza 3/2 e banche di 2 m ogni 6 m di altezza.

7.1.1 Piano di posa dei rilevati

Lungo il tracciato, nei tratti in rilevato, si prevede un intervento di bonifica con sostituzione dei terreni per uno spessore costante al di sotto dello scotico (20 cm). Per la determinazione dello spessore di bonifica sono stati valutati i risultati delle prove di carico su piastra e le caratteristiche dei terreni in sito.

Nel § 5.5.4.3 del Capitolato Generale Tecnico di Appalto per il modulo di deformazione misurato mediante prova di carico su piastra, al primo ciclo di carico nell'intervallo 0,05 ÷ 0,15 MPa, si prescrive un valore non inferiore a 20 MPa.

Nel corso delle indagini del 2007 sono stati eseguiti 2 pozzetti stratigrafici e 2 prove di carico su piastra (PZ03-a, PZ03-a), rispettivamente a 0,30 m e 0,90 m di profondità.

Dall'analisi dei risultati delle prove si osserva che entrambe le prove eseguite, il valore del modulo di deformazione misurato mediante prova di carico su piastra, al primo ciclo di carico nell'intervallo 0,05 ÷ 0,15 MPa, è maggiore di 20 MPa (Tabella 7 1).

Tabella 7-1 Risultati delle prove di carico su piastra al primo ciclo di carico nell'intervallo 0,05 ÷ 0,15 MPa

Prova	Profondità prova (m da p.c.)	Classificazione CNR UNI 10006 (-)	Modulo di deformazione (MPa)
PZ03-a	0,30	A1-a	65
PZ03-b	0,90	-	30

Nella presente fase progettuale, in considerazione della natura agricola dell'area, si prevede cautelativamente uno spessore di bonifica (per spessori contenuti di 30 cm) lungo il tracciato.

Tabella 7-2 Spessore dello strato di bonifica

Prog. iniziale (km)	Prog. finale (km)	Indagine di riferimento		Modulo di deformazione (MPa)	Classificazione CNR UNI 10006 (-)	Vegetale (m)	Scotico (m)	Bonifica (m)
		(-)	(m da p.c.)					
5+216	6+474	PZ2	-	-	-	-	0,20	0,30
		PZ3-a	0,30	65	A1-a	-		
		PZ3-b	0,90	30	-	-		
		S12	-	-	-	-		
		S1-CR1	0,70	-	A1-a	-		
6+554	8+025	PZ5-C6	0,80	-	A2-4	-		
		PZ6-C7	0,20	-	A4	-		

PROGETTAZIONE ATI:

Prog. iniziale	Prog. finale	Indagine di riferimento		Modulo di deformazione	Classificazione CNR UNI 10006	Vegetale	Scotico	Bonifica
(km)	(km)	(-)	(m da p.c.)	(MPa)	(-)	(m)	(m)	(m)
		S3	0,75	-	A2-4	-		
		S13	-	-	-	-		
		S4	-	-	-	-		
		S11	0,75	-	A2-6	-		
8+077	8+334	PZ7	1,00	-	A1-a	-		
8+550	10+025	S9-CR1	0,20	-	A1-a	-		
		PZ8-C8	0,80	-	-	-		
		S8-CR1	0,20	-	A1-b	-		
		PZ9-C10	2,80	-	-	-		
		PZ9-C11	3,50	-	-	-		
		S5-CR1	1,00	-	A1-a	-		
		S14	-	-	-	-		
		S15	-	-	-	-		
		S6	-	-	-	-		
10+025	10+302	S7-CR1	0,30	-	A2-4	-	0,20	0,30
		P15-CI1	4,40	-	-	0,50		

Nelle sezioni in rilevato si prevede la realizzazione di uno strato anticapillare al fine di contrastare la risalita dell'acqua per capillarità vista la possibilità di periodici allagamenti nell'area di progetto.

7.1.2 Cedimenti

7.1.2.1 Criteri di calcolo

Nelle condizioni di esercizio, sono valutati gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

La valutazione dei cedimenti dei rilevati stradali è svolta con il metodo edometrico.

Sezione 57 (progressiva km 6+600)

Si riporta nel seguito il calcolo dei cedimenti del rilevato in corrispondenza della sezione 57.

Nel modello di calcolo la falda è posta a 9 m da p.c.

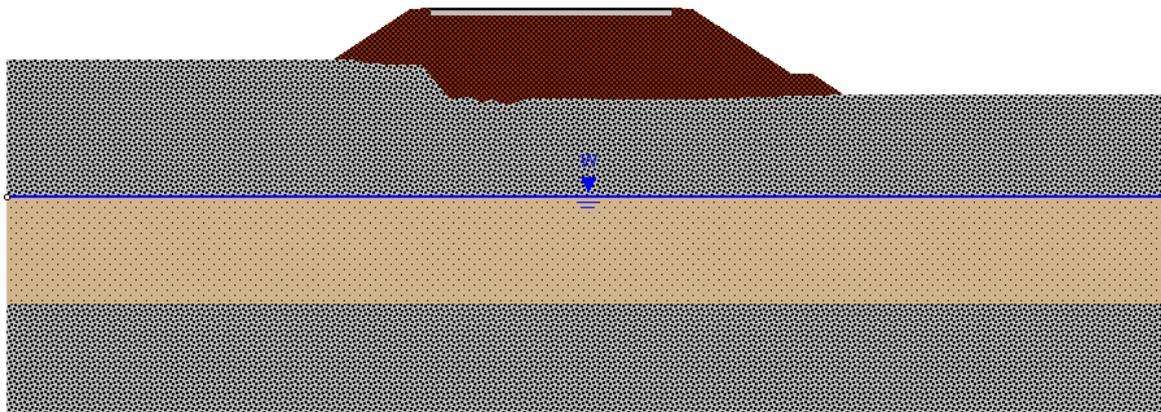


Figura 7.1 Sezione 57 in rilevato (progressiva km 6+600)

CARATTERISTICHE DEL RILEVATO

Altezza del rilevato	$h = 8,30 \text{ m}$
Larghezza scarpata sinistra	$a = 7,00 \text{ m}$
Larghezza scarpata destra	$a' = 14,00 \text{ m}$
Larghezza coronamento del rilevato	$b = 26,00 \text{ m}$
Peso unità di volume del rilevato	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

Strato (n)	Unità geotecnica	Spessore (m)	γ (kN/m^3)	φ' ($^\circ$)	E (MPa)	ν (-)
1	UG1a – Deposito ghiaioso	9,0	21,0	36,0	50	0,30
2	UG1b – Deposito sabbioso	10,0	19,0	34,0	35	0,30
3	UG1a – Deposito ghiaioso	11,0	21,0	36,0	50	0,30

RISULTATI

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0,00	3,50	7,00	13,50	20,00	26,50	33,00	40,00	47,00
δ (cm)	-1,05	-2,45	-3,85	-4,85	-5,08	-4,99	-4,37	-2,45	-0,53

Il cedimento massimo, valutato in mezzzeria, risulta pari a 5,08 cm. Tale valore risulta compatibile con l'opera prevista.

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione 150 (progressiva km 8+925)

Si riporta nel seguito il calcolo dei cedimenti del rilevato in corrispondenza della sezione 150.

Nel modello di calcolo la falda è posta a 7 m da p.c.

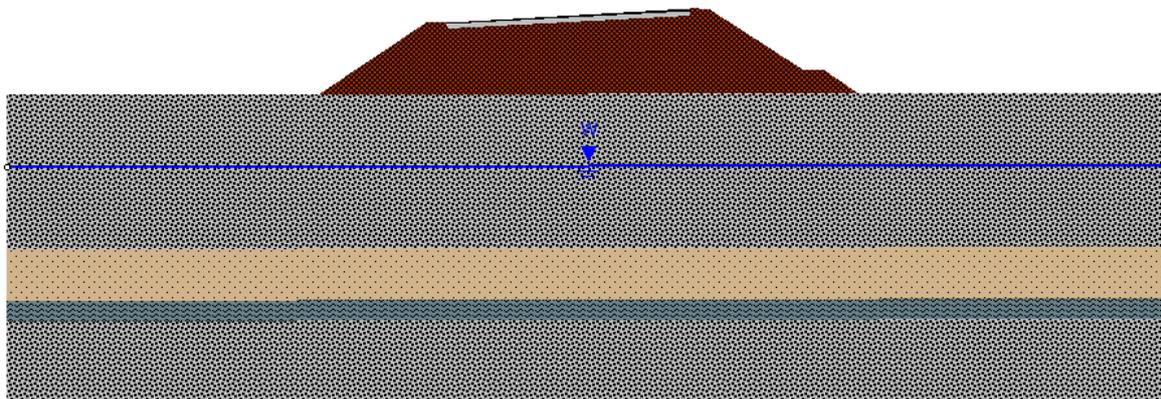


Figura 7.2 Sezione 150 in rilevato (progressiva km 8+925)

CARATTERISTICHE DEL RILEVATO

Altezza del rilevato	$h = 7,65 \text{ m}$
Larghezza scarpata sinistra	$a = 10,40 \text{ m}$
Larghezza scarpata destra	$a' = 14,30 \text{ m}$
Larghezza coronamento del rilevato	$b = 27,30 \text{ m}$
Peso unità di volume del rilevato	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

Strato (n)	Unità geotecnica	Spessore (m)	γ (kN/m^3)	ϕ' ($^\circ$)	E (MPa)	ν (-)
1	UG1a - Deposito ghiaioso	15,0	21,0	36,0	50	0,30
2	UG1b - Deposito sabbioso	5,00	19,0	34,0	35	0,30
3	UG1c - Deposito limoso argilloso	2,00	19,0	27,0	20	0,30
4	UG1a - Deposito ghiaioso	8,00	21,0	36,0	50	0,30

RISULTATI

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0,00	5,20	10,40	17,23	24,05	30,88	37,70	44,85	52,00

PROGETTAZIONE ATI:

δ (cm)	-0,61	-2,04	-3,47	-4,12	-4,25	-4,16	-3,66	-2,03	-0,42
---------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Il cedimento massimo, valutato in mezzeria, risulta pari a 4,25 cm. Tale valore risulta compatibile con l'opera prevista.

7.1.3 Verifiche di stabilità

7.1.3.1 Criterio di calcolo

Deve risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

In condizioni statiche, le verifiche sono effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I [1].

In condizioni sismiche, le verifiche di sicurezza (SLV) sono eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1,2$.

Il comportamento in condizioni sismiche dei rilevati è analizzato mediante metodi pseudostatici. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

Nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV) per rilevati il valore di β_s da adottare risulta pari a 0,38.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

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

dove

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

L'azione variabile dovuta al carico stradale, si considera analoga a un carico uniformemente distribuito $q_k = 20$ kPa, da cui:

Condizioni statiche $q_d = \gamma_{Qi} \times q_k = 1,3 \times 20 = 26$ kPa

Condizioni sismiche $q_d = \Psi_{21} \times q_k = 0,2 \times 20 = 4$ kPa

Per il materiale che costituisce il rilevato stradale si assumono i seguenti parametri geotecnici:

	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Rilevato stradale	19,00	0	35

Le analisi di stabilità sono eseguite con il metodo di Bishop.

7.1.3.2 Analisi di stabilità del corpo del rilevato

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità locale del rilevato stradale considerando esclusivamente le superfici di rottura che interessano il solo corpo del rilevato.

Sezione 57 (progressiva km 6+600)

Per la valutazione dei coefficienti k_h e k_v si sono considerati i seguenti parametri:

PARAMETRI SISMICI

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	$V_R = 100$ anni
Coefficiente d'uso:	$C_U = 2$

	Probabilità di superamento (%)	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
SLV	10	949	0,061	2,976	0,371

COEFFICIENTI SISMICI RILEVATI

	S_s (-)	C_c (-)	S_T (-)	k_h (-)	k_v (-)	a_{max} (m/s ²)	β_s (s)
SLV	1,200	1,341	1,000	0,028	0,014	0,718	0,380

Le verifiche di sicurezza in condizioni statiche e in condizioni dinamiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

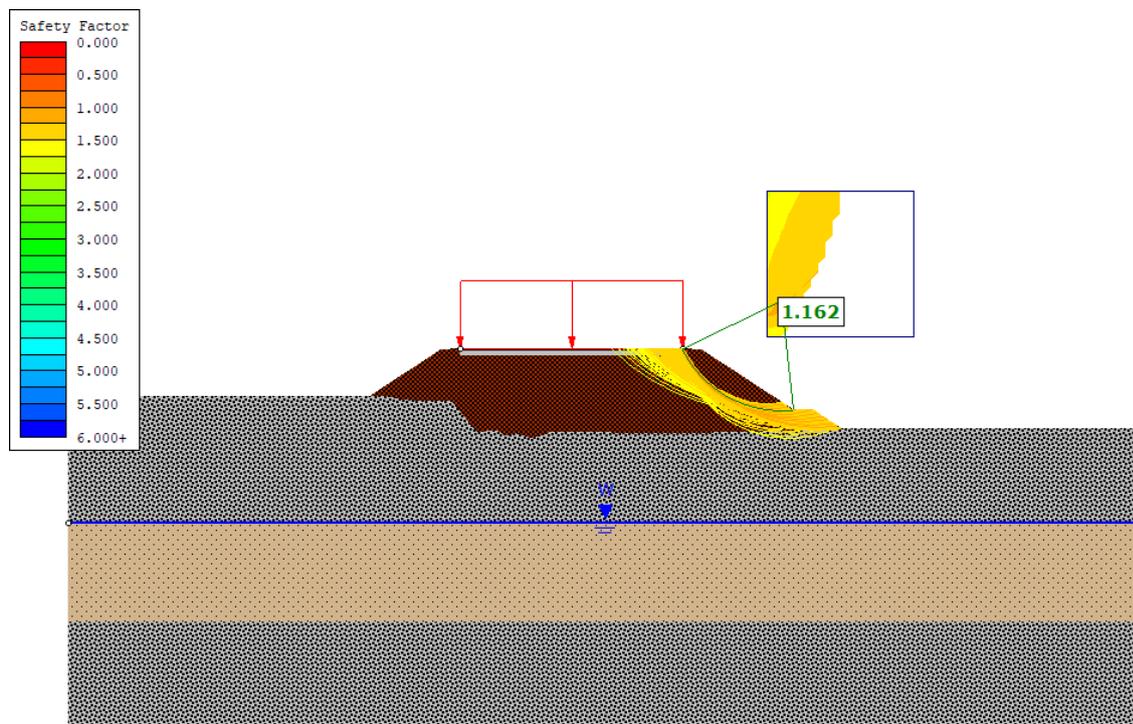


Figura 7.3 Verifica di stabilità locale in condizioni statiche (FS = 1,162)

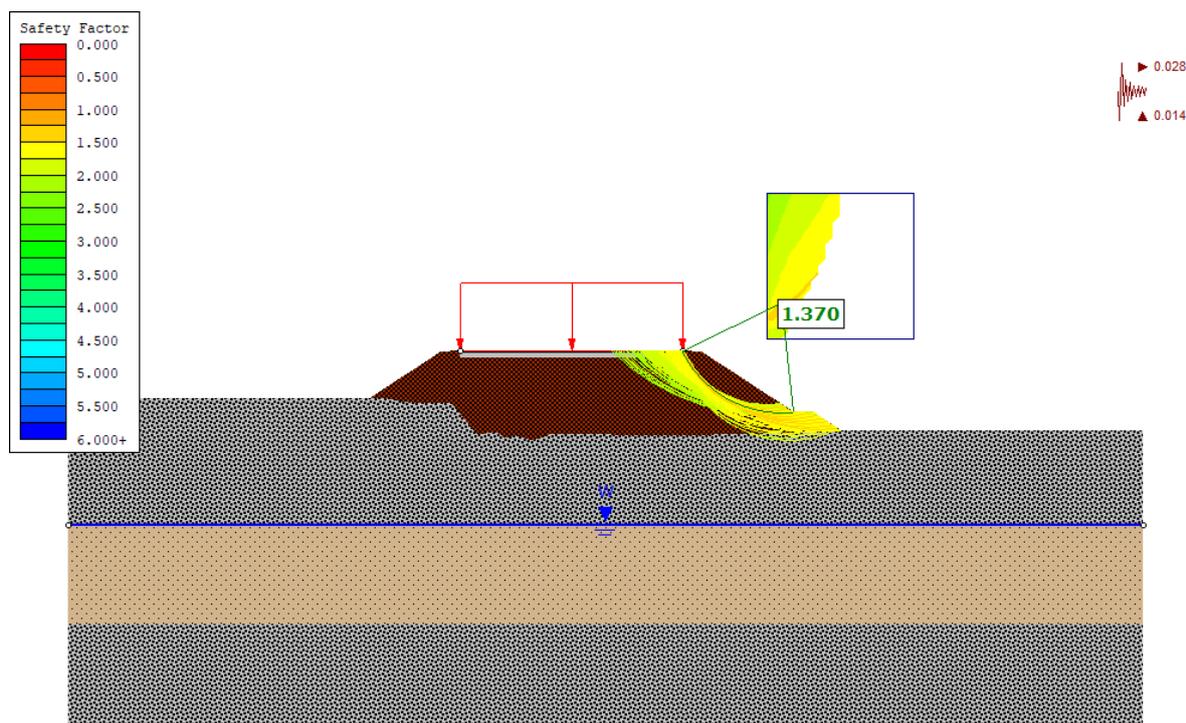


Figura 7.4 Verifica di stabilità locale in condizioni dinamiche (FS = 1,370)

Sezione 150 (progressiva km 8+925)

Per la valutazione dei coefficienti k_h e k_v si sono considerati i seguenti parametri:

PARAMETRI SISMICI

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	$V_R = 100$ anni
Coefficiente d'uso:	$C_U = 2$

	Probabilità di superamento (%)	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
SLV	10	949	0,061	2,976	0,371

COEFFICIENTI SISMICI RILEVATI

	S_s (-)	C_c (-)	S_T (-)	k_h (-)	k_v (-)	a_{max} (m/s ²)	β_s (s)
SLV	1,200	1,341	1,000	0,028	0,014	0,718	0,380

Le verifiche di sicurezza in condizioni statiche e in condizioni dinamiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

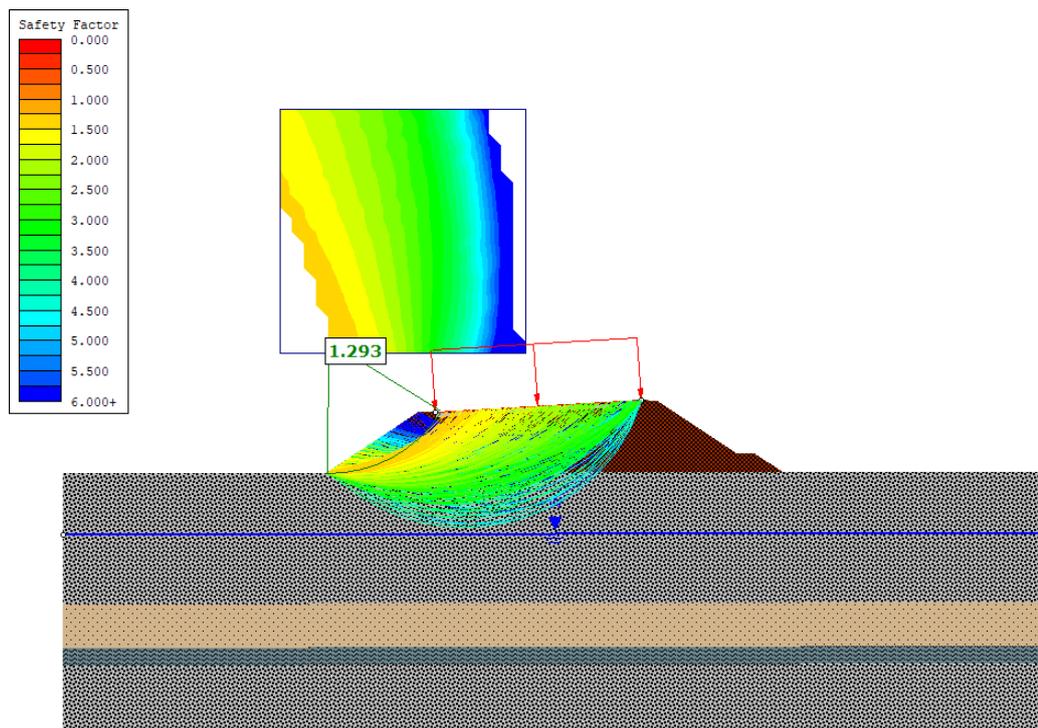


Figura 7.5 Verifica di stabilità locale in condizioni statiche (FS = 1,293)

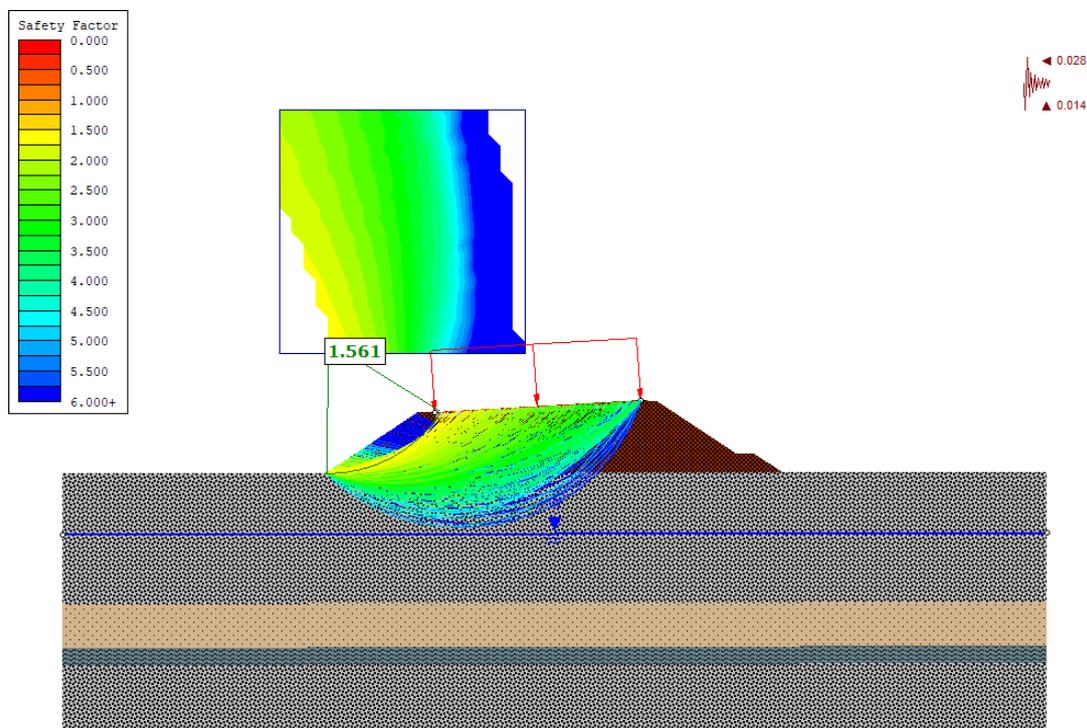


Figura 7.6 Verifica di stabilità locale in condizioni dinamiche (FS = 1,561)

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.3.3 Analisi di stabilità del sistema corpo del rilevato e terreno di fondazione

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità globale del rilevato stradale considerando le superfici di rottura che interessano il corpo del rilevato e il terreno di fondazione.

Sezione 57 (progressiva km 6+600)

Per la valutazione dei coefficienti k_h e k_v si sono considerati i seguenti parametri:

PARAMETRI SISMICI

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	$V_R = 100$ anni
Coefficiente d'uso:	$C_U = 2$

	Probabilità di superamento (%)	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
SLV	10	949	0,061	2,976	0,371

COEFFICIENTI SISMICI RILEVATI

	S_s (-)	C_c (-)	S_T (-)	k_h (-)	k_v (-)	a_{max} (m/s ²)	β_s (s)
SLV	1,200	1,341	1,000	0,028	0,014	0,718	0,380

Le verifiche di sicurezza in condizioni statiche e in condizioni dinamiche risultano soddisfatte.

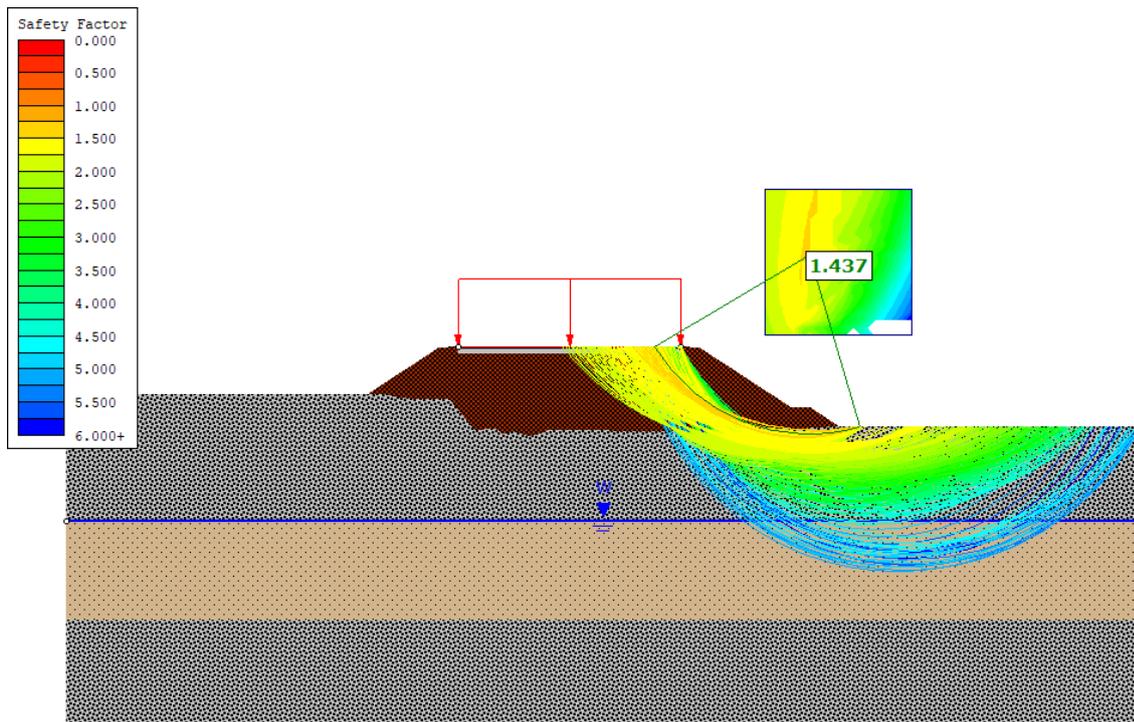


Figura 7.7 Verifica di stabilità globale in condizioni statiche (FS = 1,437)

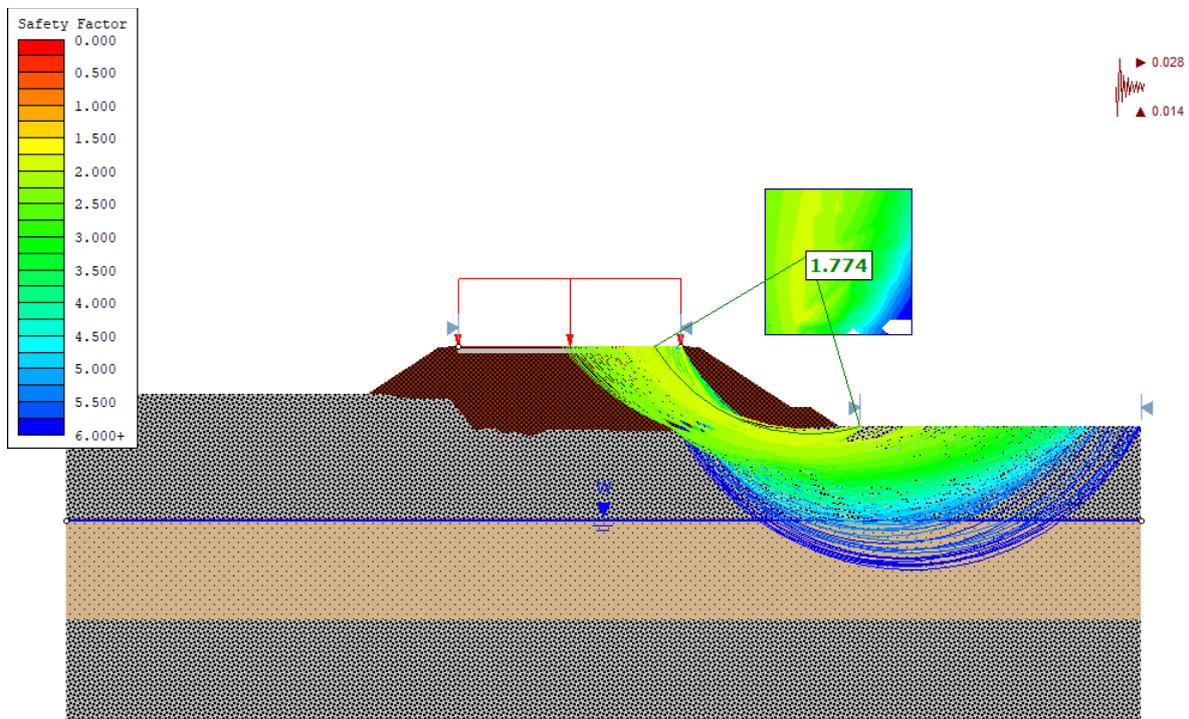


Figura 7.8 Verifica di stabilità globale in condizioni dinamiche (FS = 1,774)

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione 150 (progressiva km 8+925)

Per la valutazione dei coefficienti k_h e k_v si sono considerati i seguenti parametri:

PARAMETRI SISMICI

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	$V_R = 100$ anni
Coefficiente d'uso:	$C_U = 2$

	Probabilità di superamento (%)	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
SLV	10	949	0,061	2,976	0,371

COEFFICIENTI SISMICI RILEVATI

	S_s (-)	C_c (-)	S_T (-)	k_h (-)	k_v (-)	a_{max} (m/s ²)	β_s (s)
SLV	1,200	1,341	1,000	0,028	0,014	0,718	0,380

Le verifiche di sicurezza in condizioni statiche e in condizioni dinamiche risultano soddisfatte.

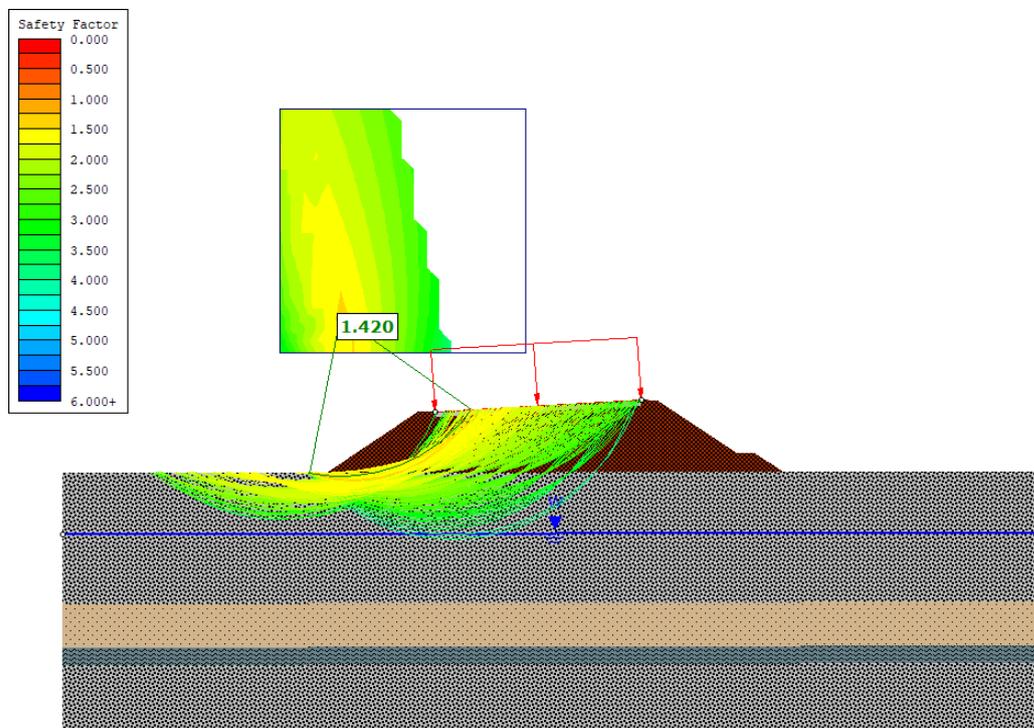


Figura 7.9 Verifica di stabilità globale in condizioni statiche (FS = 1,420)

PROGETTAZIONE ATI:

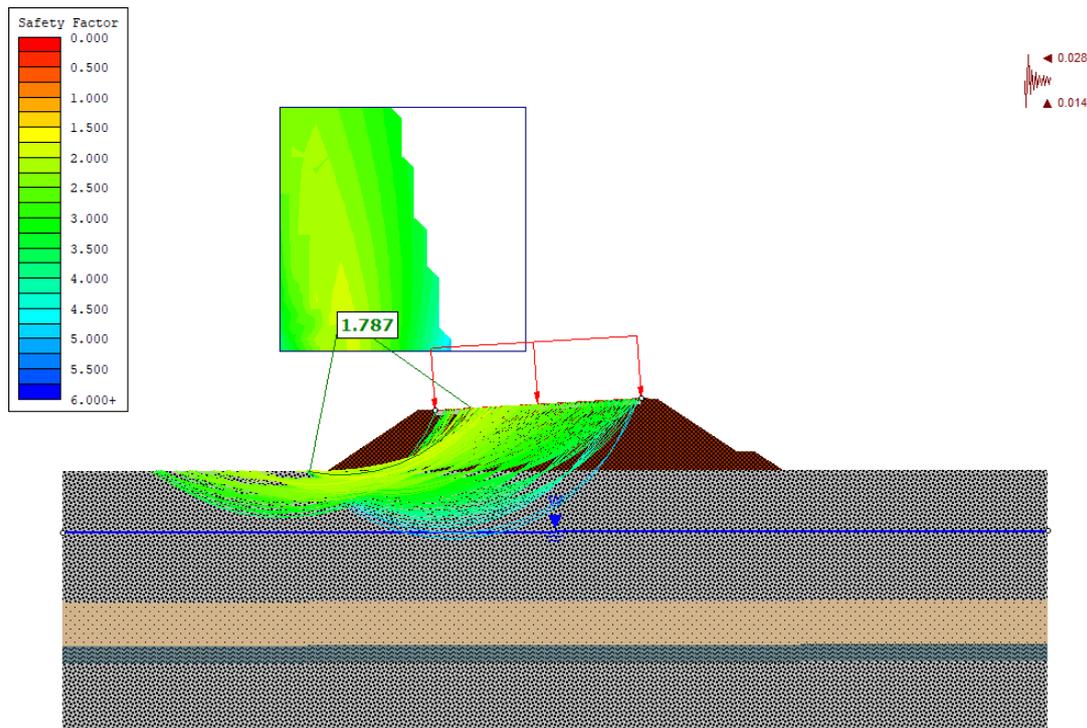


Figura 7.10 Verifica di stabilità globale in condizioni dinamiche (FS = 1,787)

7.2 SCAVI PROVVISORIALI

Nei successivi paragrafi sono riportate le analisi effettuate per la valutazione della stabilità degli scavi provvisori per la realizzazione delle opere a cielo aperto, per i quali si omettono le verifiche in condizioni sismiche, in considerazione della permanenza dello scavo inferiore ai 2 anni (§ 2.4.1 [1]).

Gli scavi provvisori possono essere realizzati con scarpate di pendenza 1/1 e banche di 2 m ogni 5 m di altezza. Le verifiche sono eseguite con riferimento ad un'altezza massima pari a 5 m per l'unità geotecnica UG1b, che presenta caratteristiche di resistenza inferiori rispetto all'unità UG1a, tipicamente presente come strato superficiale. Si ritiene pertanto valido il risultato anche per tale unità geotecnica.

Scavo provvisoriale (UG1b - $H_{max} = 5$ m)

Per i depositi sabbiosi (UG1b) si considera un'altezza di scavo massima pari a 5 m.

Si riporta di seguito la verifica di stabilità globale.

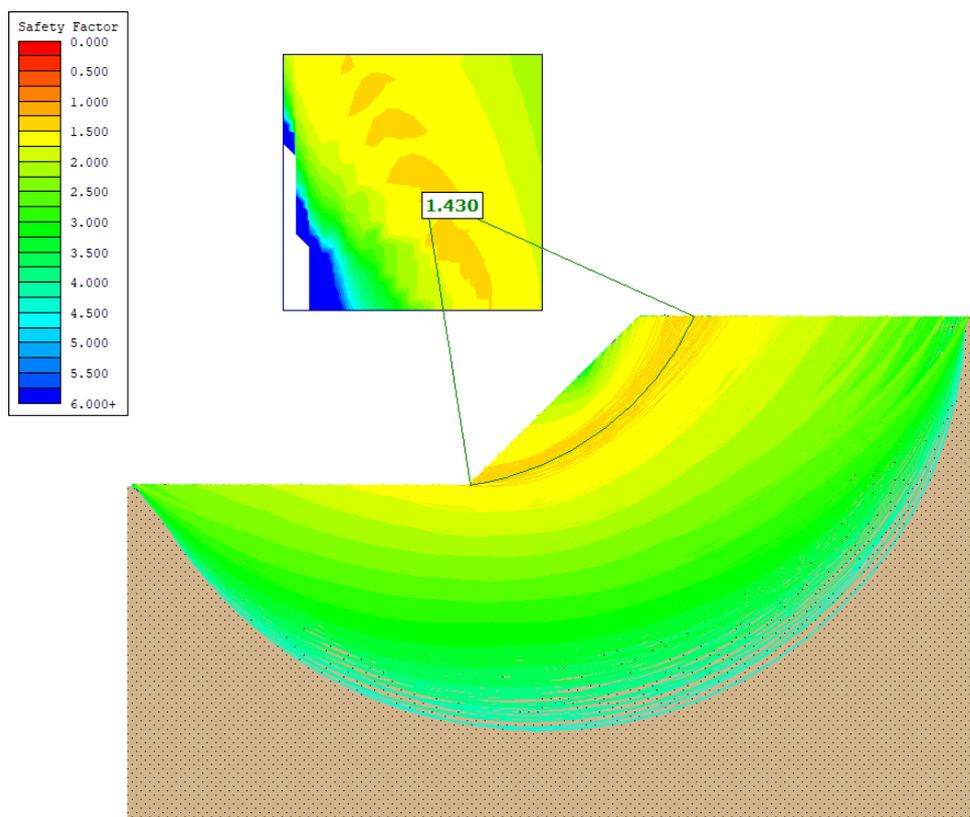


Figura 7.11 Verifica di stabilità globale in condizioni statiche (FS = 1,430)

7.3 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

Dalla progressiva km 10+025 a fine lotto, il tracciato stradale attraversa un'area in cui i terreni di fondazione sono costituiti dai depositi palustri e alluvionali, fino ad una profondità di 6÷7 m dal p.c., che presentano caratteristiche di deformabilità ridotte rispetto ai depositi alluvionali antichi e possibile presenza di strati di materiale torboso.

In quest'area è stato previsto un intervento di consolidamento del piano di posa del rilevato, al fine di garantire adeguati livelli di sicurezza, sia in termini di cedimenti sia di stabilità dei rilevati.

Nel primo tratto (dalla progressiva km 10+025 alla progressiva km 10+150) è stato previsto, cautelativamente, un intervento di precarica. Si prevede la realizzazione di un rilevato di altezza superiore a quella di progetto di circa 2,0 m, messo in opera nelle fasi iniziali dei lavori. Al completamento dell'infrastruttura il rilevato sarà riprofilato secondo la sagoma di progetto. Viste le caratteristiche dei materiali (terreni sabbioso ghiaiosi, a tratti poco addensati), si prevede un rapido decorso dei cedimenti nel tempo, inferiore o comparabile con i tempi di esecuzione. I cedimenti del rilevato saranno quindi scontati prima del completamento dell'opera.

Nel secondo tratto, nel sondaggio P15 (2010) si rileva la presenza di materiale torboso per spessori contenuti a circa 5 m dal p.c. In tale tratto si prevede un intervento di consolidamento realizzato mediante colonne in jet grouting, al fine di migliorare le caratteristiche dei terreni in sito e ridurre i cedimenti attesi.

PROGETTAZIONE ATI:

7.3.1 Corpo stradale da prog. km 10+025 a prog. km 10+150 (Precarico)

Nel tratto tra la progressiva km 10+025 e la progressiva km 10+150, si fa riferimento alla stratigrafia del sondaggio S7 (2018) che indica la sola presenza di materiale grossolano in matrice argillosa limosa. Di conseguenza, in via cautelativa e solamente in questo tratto del tracciato stradale, si prevede di utilizzare un precarico, realizzando oltre il rilevato stradale un rilevato con altezza pari a 2 m, successivamente riprofilato, con lo scopo di accelerare i cedimenti attesi, anche qualora questi risultassero superiori a quelli determinati con i dati a disposizione.

7.3.1.1 Cedimenti

Nelle condizioni di esercizio, sono valutati gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

Sezione 196 (progressiva km 10+075), ante operam

Si riporta nel seguito il calcolo dei cedimenti del rilevato in corrispondenza della sezione 196 prima dell'intervento di precarica.

Nel modello di calcolo la falda è posta a 1,40 m da p.c.

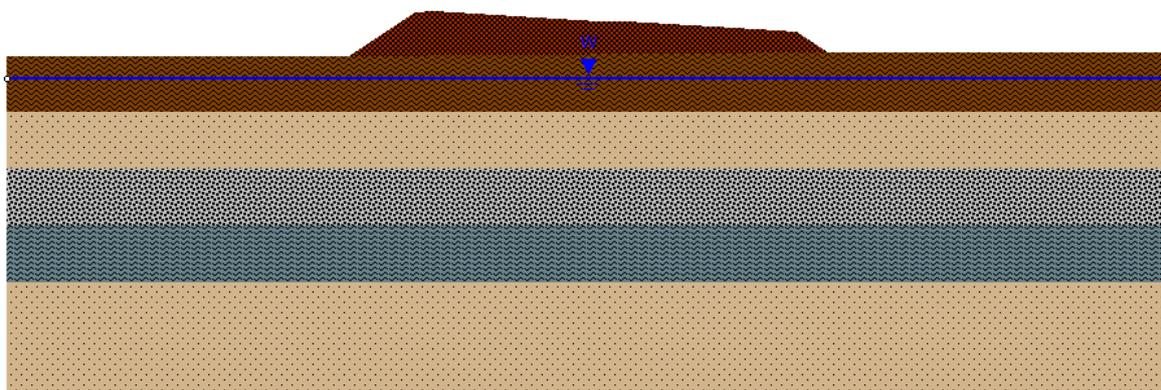


Figura 7.12 Sezione in rilevato (progressiva km 10+075), ante operam

CARATTERISTICHE DEL RILEVATO

Altezza del rilevato	$h = 4,00 \text{ m}$
Larghezza scarpata sinistra	$a = 5,80 \text{ m}$
Larghezza scarpata destra	$a' = 2,80 \text{ m}$
Larghezza coronamento del rilevato	$b = 33,50 \text{ m}$
Peso unità di volume del rilevato	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

Strato	Unità geotecnica	Spessore	γ	ϕ'	E	ν
--------	------------------	----------	----------	---------	---	-------

PROGETTAZIONE ATI:

(n)		(m)	(kN/m ³)	(°)	(MPa)	(-)
1	UG2 - Deposito sabbioso ghiaioso	5,00	19,00	30,0	25	0,30
2	UG1b - Deposito sabbioso	6,00	19,00	34,0	35	0,30
3	UG1a - Deposito ghiaioso	4,00	20,00	36,0	50	0,30
4	UG1c - Deposito limoso argilloso	5,00	19,00	27,0	20	0,30
5	UG1b - Deposito sabbioso	10,00	19,00	34,0	35	0,30

RISULTATI

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0,00	2,90	5,80	14,18	22,55	30,93	39,30	40,70	42,10
δ (cm)	-2,40	-3,65	-4,91	-6,45	-6,81	-6,31	-4,42	-3,65	-2,88

Il cedimento massimo, valutato in mezzeria, risulta pari a 6,81 cm. Tale valore, essendo superiore al valore imposto da Capitolato, risulta incompatibile con l'opera prevista. Al fine di scontare i cedimenti prima del completamento dell'opera, si prevede la realizzazione di un intervento mediante precarica.

Sezione 196 (progressiva km 10+075), post operam

Si riporta nel seguito il calcolo del decorso dei cedimenti del rilevato in corrispondenza della sezione 196 dopo l'intervento di precarica.

Per prevedere l'andamento del cedimento nel tempo, viene utilizzata la teoria della consolidazione (Terzaghi, 1923), con la quale noto il cedimento totale δ_{tot} , è possibile risalire al valore del cedimento al tempo t , $\delta(t)$, attraverso la relazione:

$$\delta_t = U_m \cdot \delta_{tot}$$

Il grado di consolidazione medio U_m è funzione del fattore tempo T_v , che assume le seguente espressione:

$$T_v = c_v \cdot t/H^2$$

in funzione del tempo t , il coefficiente di consolidamento c_v e il massimo percorso di drenaggio H che è funzione delle condizioni al contorno.

Per la valutazione del grado di consolidamento U_m e del fattore tempo T_v possono essere impiegate le seguenti correlazioni (Sivaram e Swamee, 1977):

$$T_v = (\pi/4) \cdot U_m^2 / (1 - (U_m^{5,6})^{0,357})$$

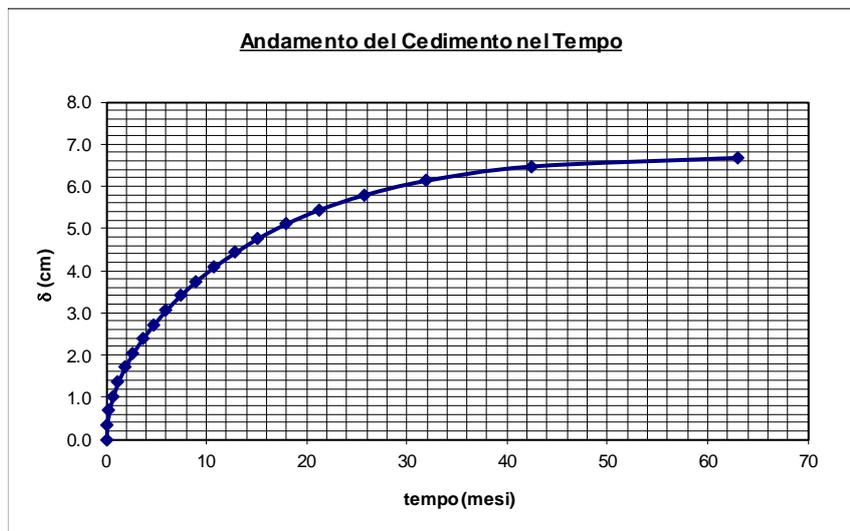
$$U_m = (4 \cdot T_v / \pi)^{0,5} / (1 + (4 \cdot T_v / \pi)^{2,8})^{0,179}$$

DECORSO DEI CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE

PROGETTAZIONE ATI:

Cedimento massimo	$\delta_{\max} = 6,81 \text{ cm}$
Massimo percorso di drenaggio	$H = 7,50 \text{ m}$
Coeff. di consolidazione	$c_v = 5,77E-07 \text{ m}^2/\text{s}$

Il coefficiente di consolidazione è stato valutato dai risultati delle prova edometriche effettuata sui campioni C11-S6 e C12-S7, mediante il metodo di Taylor.



7.3.2 Corpo stradale da prog. km 10+150 a prog. km 10+302 (Jet grouting)

Nel tratto tra 10+150 e 10+302 (fine lotto Opera Connessa Nord) i depositi palustri sono individuati a quote inferiori ai 2 m s.l.m., tale dato viene confermato in profondità dalla stratigrafia del sondaggio P15, nella quale si riconosce un limite netto, a circa 4 m di profondità, corrispondente ad un livello costituito da limo organico grigio scuro molto plastico che potrebbe, dalle ricostruzioni, rappresentare un recente fondo della palude di Santa Gilla. La presenza di materiale grossolano al di sopra del “paleofondo” della palude di Santa Gilla, potrebbe indicare un ambiente deposizionale di transizione costituito da un’area palustre dove si sarebbero depositati depositi alluvionali.

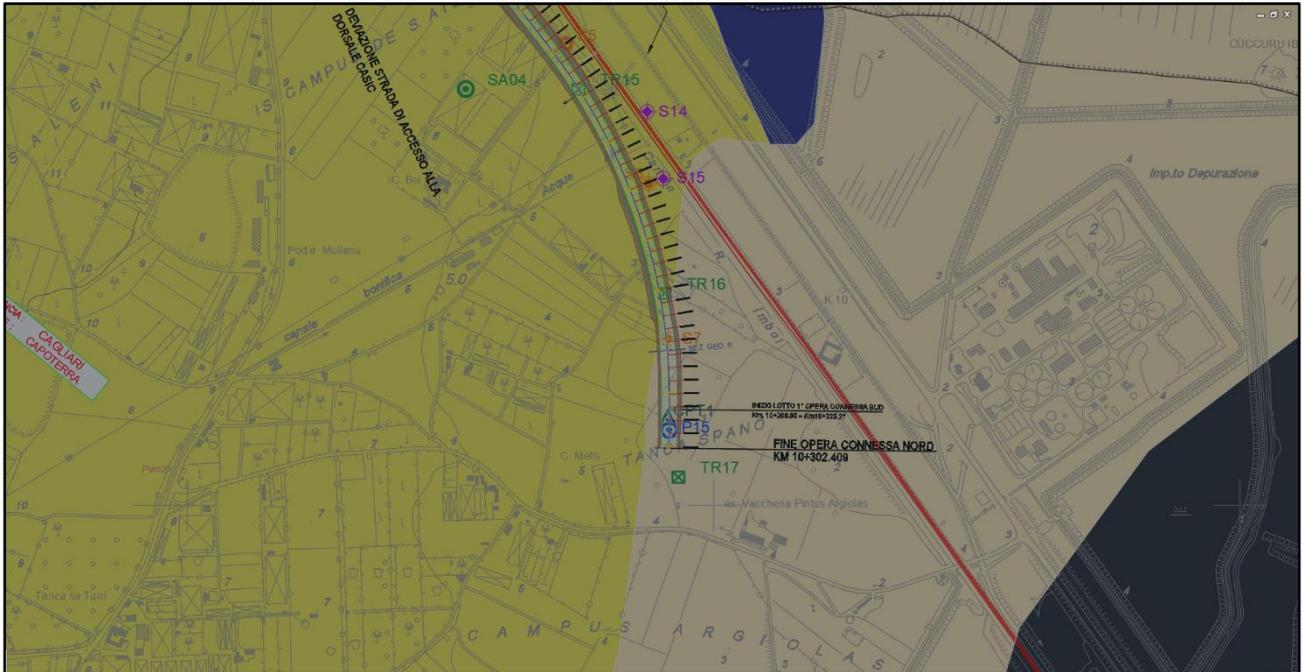


Figura 7.13 Stralcio planimetrico della carta geomorfologica (area fine lotto Opera Connessa Nord)

Al fine di ridurre i cedimenti indotti, nell'area in esame è previsto un intervento di consolidamento del terreno di fondazione del corpo stradale mediante jet grouting. L'intervento prevede la realizzazione di colonne consolidate $\varnothing 600$ di altezza pari a 5 m poste ad interasse longitudinale e trasversale di 1,20 m, con una perforazione a vuoto di 1,50 m. Dopo la realizzazione del jet grouting, sarà realizzata la bonifica per uno spessore di 0,30 m, come per i restanti tratti in rilevato lungo l'asse. Oltre a ridurre i cedimenti attesi, l'intervento di consolidazione si configura come un intervento atto a garantire un maggiore margine di sicurezza del tracciato a fine lotto, considerata la potenziale presenza di strati costituiti da materiale torboso individuati per alcuni tratti del lotto adiacente.

7.3.2.1 Caratteristiche del terreno consolidato

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLE COLONNE IN JET GROUTING

Diametro colonna in jet grouting	$D_{col} = 60 \text{ cm}$
Area colonna in jet grouting	$A_{col} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 2827 \text{ cm}^2$
Interasse colonne in jet grouting	$i = 120 \text{ cm}$
Area di influenza	$A_{inf} = i^2 = 14400 \text{ cm}^2$
Modulo elastico colonna in jet grouting	$E_{col} = 2500 \text{ MPa}$
Coesione colonna in jet grouting	$c_{col} = 150 \text{ kPa}$

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO CONSOLIDATO

Peso per unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ (invariato dopo il trattamento)
Coesione equivalente	$c'_{eq} = (A_{col} / A_{inf}) c_{col} + (1 - A_{col} / A_{inf}) c_t = 30 \text{ kPa}$
Angolo di attrito	$\varphi' = 30^\circ$ (invariato dopo il trattamento)

PROGETTAZIONE ATI:

Modulo elastico equivalente

$$E_{eq} = (A_{col} / A_{inf}) E_{col} + (1 - A_{col} / A_{inf}) E_t = 507 \text{ MPa}$$

dove

- $c_t = 0 \text{ kPa}$ coesione terreno prima del trattamento
- $E_t = 20 \text{ Mpa}$ modulo di Young del terreno prima del trattamento

I valori assunti per le caratteristiche meccaniche delle colonne di jet grouting sono cautelativi e facilmente raggiungibili nei terreni in questione con i sistemi di esecuzione più comuni; tuttavia si rende indispensabile l'esecuzione di una campagna di prove in sito ed in laboratorio, su carote di terreno consolidato prelevate in sito per la valutazione delle resistenze meccaniche ottenute con tale trattamento.

7.3.2.2 Cedimenti

Nelle condizioni di esercizio, sono valutati gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

Sezione 199 (progressiva km 10+150), ante operam

Si riporta nel seguito il calcolo dei cedimenti del rilevato in corrispondenza della sezione 199 prima dell'intervento di consolidazione in jet grouting.

Nel modello di calcolo la falda è posta a 1,40 m da p.c.

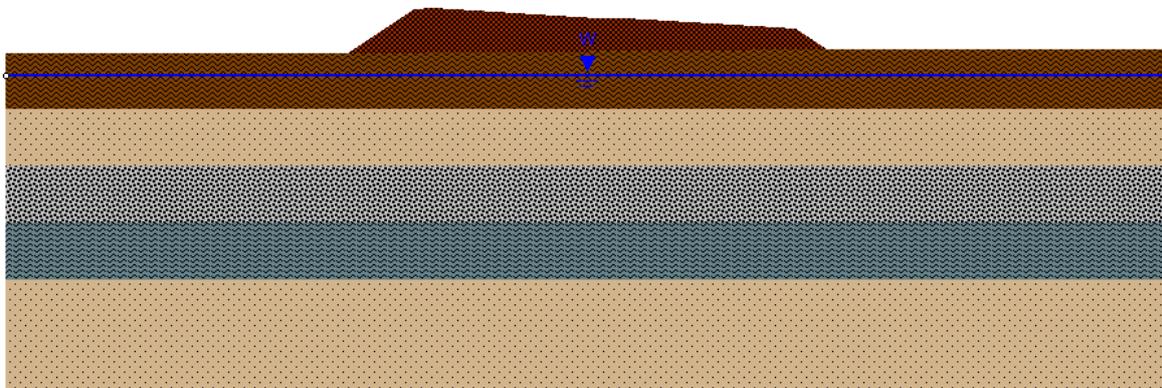


Figura 7.14 Sezione in rilevato (progressiva km 10+150), ante operam

CARATTERISTICHE DEL RILEVATO

Altezza del rilevato	$h = 4,00 \text{ m}$
Larghezza scarpata sinistra	$a = 5,80 \text{ m}$
Larghezza scarpata destra	$a' = 2,80 \text{ m}$
Larghezza coronamento del rilevato	$b = 33,50 \text{ m}$
Peso unità di volume del rilevato	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

PROGETTAZIONE ATI:

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

Strato	Terreno	Spessore	γ	ϕ'	E	ν
(n)		(m)	(kN/m ³)	(°)	(MPa)	(-)
1	UG2 - Deposito sabbioso ghiaioso	5,00	19,00	30,0	25	0,30
2	UG1b - Deposito sabbioso	6,00	19,00	34,0	35	0,30
3	UG1a - Deposito ghiaioso	4,00	20,00	36,0	50	0,30
4	UG1c - Deposito limoso argilloso	5,00	19,00	27,0	20	0,30
5	UG1b - Deposito sabbioso	10,00	19,00	34,0	35	0,30

RISULTATI

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0,00	2,90	5,80	14,18	22,55	30,93	39,30	40,70	42,10
δ (cm)	-2,40	-3,65	-4,91	-6,45	-6,81	-6,31	-4,42	-3,65	-2,88

Il cedimento massimo, valutato in mezzeria, risulta pari a 6,81 cm. Tale valore, essendo superiore al valore imposto da Capitolato, risulta incompatibile con l'opera prevista. Al fine di ridurre i cedimenti indotti, nell'area in esame si prevede di realizzare un intervento di consolidamento del terreno di fondazione del corpo stradale mediante jet grouting.

Per prevedere l'andamento del cedimento nel tempo, viene utilizzata la teoria della consolidazione (Terzaghi, 1923), con la quale noto il cedimento totale δ_{tot} , è possibile risalire al valore del cedimento al tempo t , $\delta(t)$, attraverso la relazione:

$$\delta_t = U_m \cdot \delta_{tot}$$

Il grado di consolidazione medio U_m è funzione del fattore tempo T_v , che assume le seguente espressione:

$$T_v = c_v \cdot t/H^2$$

in funzione del tempo t , il coefficiente di consolidamento c_v e il massimo percorso di drenaggio H che è funzione delle condizioni al contorno.

Per la valutazione del grado di consolidamento U_m e del fattore tempo T_v possono essere impiegate le seguenti correlazioni (Sivaram e Swamee, 1977):

$$T_v = (\pi/4) \cdot U_m^2 / (1 - (U_m^{5,6})^{0,357})$$

$$U_m = (4 \cdot T_v / \pi)^{0,5} / (1 + (4 \cdot T_v / \pi)^{2,8})^{0,179}$$

DECORSO DEI CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE

Cedimento massimo

$\delta_{max} = 6,81$ cm

PROGETTAZIONE ATI:

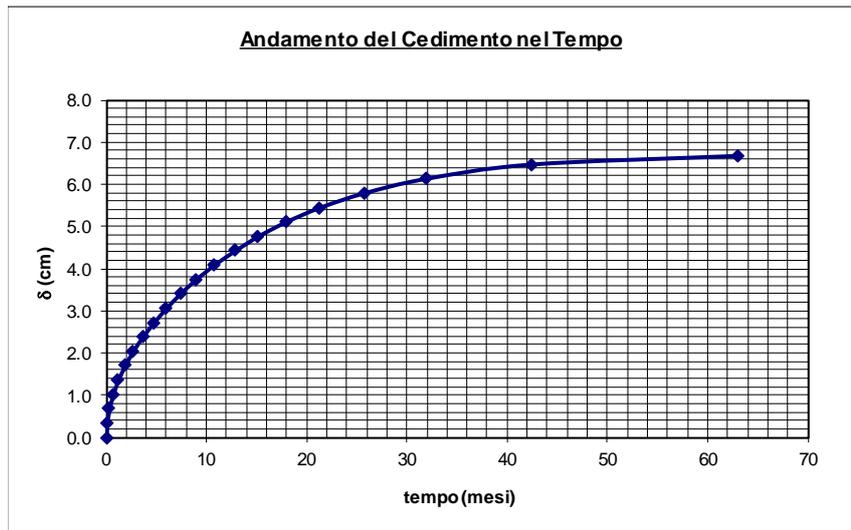
Massimo percorso di drenaggio

$H = 7,50 \text{ m}$

Coeff. di consolidazione

$c_v = 5,77E-07 \text{ m}^2/\text{s}$

Il coefficiente di consolidazione è stato valutato dai risultati delle prova edometriche effettuata sui campioni C11-S6 e C12-S7, mediante il metodo di Taylor.



Sezione 199 (progressiva km 10+150), post operam

Si riporta nel seguito il calcolo dei cedimenti del rilevato in corrispondenza della sezione 199 dopo l'intervento di consolidazione in jet grouting.

Nel modello di calcolo la falda è posta a 1,40 m da p.c.

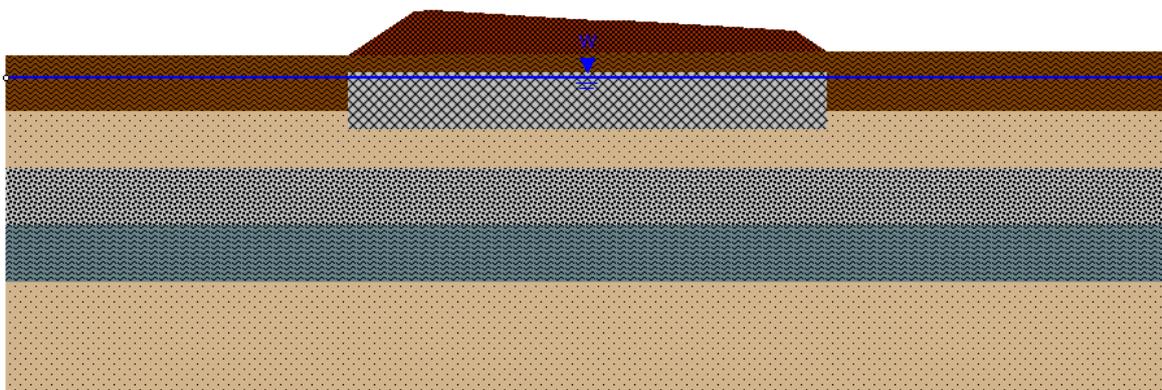


Figura 7.15 Sezione in rilevato (progressiva km 10+150), post operam

CARATTERISTICHE DEL RILEVATO

Altezza del rilevato

$h = 4,00 \text{ m}$

PROGETTAZIONE ATI:

Larghezza scarpata sinistra	$a = 5,80 \text{ m}$
Larghezza scarpata sinistra	$a' = 2,80 \text{ m}$
Larghezza coronamento del rilevato	$b = 33,50 \text{ m}$
Peso unità di volume del rilevato	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

Strato (n)	Terreno	Spessore (m)	γ (kN/m ³)	φ' (°)	E (MPa)	ν (-)
1	UG2 - Deposito sabbioso ghiaioso	1,50	19,00	30,0	25	0,30
2	Terreno consolidato mediante jet grouting	5,00	19,0	30,0	500	0,30
3	UG1b - Deposito sabbioso	4,50	19,00	34,0	35	0,30
4	UG1a - Deposito ghiaioso	4,00	20,00	36,0	50	0,30
5	UG1c - Deposito limoso argilloso	5,00	19,00	27,0	20	0,30

RISULTATI

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0,00	2,90	5,80	14,18	22,55	30,93	39,30	40,70	42,10
δ (cm)	-0,35	-1,05	-1,80	-3,02	-3,31	-2,84	-1,45	-1,05	-0,60

Il cedimento massimo, valutato in mezzeria, risulta pari a 3,31 cm. Tale valore risulta compatibile con l'opera prevista.

7.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Così come riportato nella relazione sismica, alla quale si rimanda per maggiori dettagli (*codice elaborato T00GE01GEORE01*), il sito in esame risulta stabile nei confronti della liquefazione.

7.5 ATTACCO CHIMICO DEL CALCESTRUZZO

Le analisi chimiche per la determinazione dell'aggressività del terreno al calcestruzzo sono state eseguite sui campioni estratti nel corso della campagna di indagini eseguita nel 2021.

Tabella 7-3 Prospetto estratto dalla norma UNI EN 206-1 in cui vengono elencati i valori limite per ogni agente aggressivo contemplato dalla classe di esposizione XA

<p>Gli ambienti chimicamente aggressivi classificati di seguito sono basati sul suolo naturale e per acqua nel terreno a temperature dell'acqua/terreno comprese tra 5° e 25° C ed una velocità dell'acqua sufficientemente bassa da poter essere approssimata a condizioni statiche. La condizione più gravosa per ognuna delle condizioni chimiche determina la classe di esposizione.</p> <p>Se due o più caratteristiche di aggressività appartengono alla stessa classe, l' esposizione sarà classificata nella classe più elevata successiva, salvo il caso che uno studio specifico provi che ciò non è necessario.</p>				
Caratteristica chimica	Metodo di prova chimica di riferimento	XA1	XA2	XA3
ACQUA NEL TERRENO				
SO ₄ ²⁻ mg/l	EN 196-2	≥200 e ≤600	>600 e ≤3000	>3000 e ≤6000
pH	ISO 4316	≤6,5 e ≥5,5	<5,5 e ≥4,5	<4,5 e ≥4,0
CO ₂ mg/l aggressiva	prEN 13577:199-9	≥15 e ≤40	>40 e ≤100	>100 fino a saturazione
NH ₄ ⁺ mg/l	ISO 7150-1 oppure ISO7150-2	≥15 e ≤30	>30 e ≤60	>60 e ≤100
TERRENO				
SO ₄ ²⁻ mg/kg totale	EN 196-2	≥2000 e ≤3000	>3000 e ≤12000	>12000 e ≤24000
Acidità ml/kg	DIN 4030-2	>200 Baumann Gully	Non incontrato in pratica	
<p>a) I terreni argillosi con una permeabilità minore di 10⁻⁵ m/s possono essere classificati in una classe inferiore.</p> <p>b) Il metodo di prova prescrive l' estrazione di SO₄²⁻ mediante acido cloridrico; in alternativa si può usare l' estrazione con acqua se nel luogo di impiego del calcestruzzo c' è questa pratica.</p> <p>c) Il limite di 3000 mg/kg, deve essere ridotto a 2000 mg/kg se esiste il rischio di accumulo di ioni solfato nel calcestruzzo causato da cicli di essiccazione/bagnatura oppure suzione capillare.</p>				

Le analisi chimiche sui campioni di acqua e terreno prelevato hanno fornito i risultati esposti nelle tabelle seguenti.

Campione	ACQUA NEL TERRENO				TERRENO	
	SO ₄ ²⁻ (mg/l)	pH (-)	CO ₂ (mg/l)	NH ₄ ⁺ (mg/l)	SO ₄ ²⁻ (mg/kg)	Acidità (ml/kg)
TR12-CLS	-	-	-	-	4,00	< 3
SA1-CLS	-	-	-	-	11,0	< 3
SA2-CLS	-	-	-	-	21,0	< 3
SA3-CLS	-	-	-	-	11,0	< 3
SA4-CLS	-	-	-	-	11,0	< 3

PROGETTAZIONE ATI:

I risultati delle analisi chimiche eseguite non hanno evidenziato concentrazioni tali da determinare un attacco chimico del calcestruzzo da parte del terreno.

7.6 OPERE D'ARTE

7.6.1 Opere d'arte maggiori

Lungo il tracciato sono presenti sei viadotti, una galleria artificiale e un sottopasso scatolare, come riportato nella Tabella 7-4.

Tabella 7-4 Opere d'arte maggiori

	Opera	Prog. inizio (km)	Prog. fine (km)	Sviluppo (m)
VI01	<i>Ponte scavalco fascia tubiera</i>	6+474,29	6+544,29	70
VI02	<i>Ponte scavalco deviazione canale Imboi</i>	8+026,64	8+076,64	50
VI03	<i>Cavalcavia asse principale Svincolo Capoterra - Casic</i>	0+106,95	0+146,95	40
VI04	<i>Ponte su canale Imboi Svincolo Capoterra - Casic (Ramo A)</i>	0+162,75	0+187,79	25
VI05	<i>Ponte su canale Imboi Svincolo Capoterra - Casic (Ramo B)</i>	0+065,00	0+085,00	20
VI06	<i>Ponte su canale Imboi Svincolo Capoterra - Casic</i>	0+053,62	0+079,62	26
GA01	<i>Scavalco fascia tubiera</i>	8+336,41	8+541,86	205
ST01	<i>Sottopasso scatolare Strada di accesso alla dorsale Casic</i>	9+219,56	9+235,75	16

Le fondazioni dei viadotti VI01, VI02, VI04, VI05 e VI06 sono realizzate mediante pali trivellati con elica continua Ø1000 con lunghezza pari a 25 m. La tipologia di palo è stata definita con riferimento al modello geologico e geotecnico, all'interno dei quali si individua la presenza di strati di terreno principalmente a grana grossa (depositi da ghiaiosi a sabbiosi) e caratterizzati da lenti di materiale coesivo (depositi limosi argillosi). Viste le litologie attraversate, tale tecnologia risulta ideale in quanto con questo sistema le pareti del foro sono sempre sostenute, sia durante la trivellazione, sia durante il getto.

Le fondazioni del viadotto VI03 sono invece realizzate mediante micropali Ø240 con lunghezza pari a 15 m lavorando indipendentemente dalle fondazioni esistenti del precedente viadotto.

Le fondazioni della galleria artificiale GA01 sono realizzate mediante l'esecuzione di colonne in jet grouting Ø600 poste ad interasse pari a 1,20 m in direzione longitudinale e trasversale e con lunghezza pari a 10 m.

7.6.2 Opere d'arte minori

Lungo il tracciato sono presenti sette muri di sostegno e un muro di contenimento, come riportato nella Tabella 7-5.

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 7-5 Opere d'arte minori

	Opera	Prog. inizio (km)	Prog. fine (km)	Sviluppo (m)
OS01	<i>Muro di sostegno in destra</i>	6+200,00	6+466,00	266
OS02	<i>Muro di sostegno in sinistra</i>	6+468,07 6+566,96	6+478,07 6+576,96	10 10
	<i>Muro di sostegno in destra</i>	6+557,57	6+567,57	10
OS03	<i>Opera di contenimento in c.a.</i>	0+088,24	0+099,13	11
OS04	<i>Muro di sostegno in sinistra</i>	8+013,75 8+102,99	8+028,72 8+117,93	15 15
	<i>Muro di sostegno in destra</i>	7+987,12 8+076,62	8+001,95 8+091,16	15 15
OS05	<i>Muri di sostegno in sinistra</i>	8+311,13	8+336,13	25
	<i>Muri di sostegno in destra</i>	8+275,00	8+338,03	63
OS06	<i>Muro di sostegno in destra</i>	8+541,86	8+566,83	25
OS07	<i>Muro di sostegno in sinistra</i>	8+541,98	8+700,00	158
OS08	<i>Muro di sostegno in sinistra</i>	8+869,06	8+950,00	81

Le fondazioni dei muri di sostegno sono realizzate mediante pali Ø1000 con lunghezza pari a 18 m.

Le fondazioni dell'opera di contenimento in c.a. OS03 sono realizzate mediante l'esecuzione di colonne in jet grouting Ø600 poste ad interasse pari a 0,80 m in direzione longitudinale e trasversale e con lunghezza pari a 10 m.

8 ALLEGATI

Di seguito si riportano i seguenti allegati:

- Risultati delle prove di laboratorio su campioni di terreno;
- Risultati delle indagini sismiche Down-hole;
- Tabulati di calcolo analisi di stabilità.

8.1 RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SU CAMPIONI DI TERRENO

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Unità geotecnica	Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso specifico dei granuli	Limite liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di liquidità	Indice di consistenza	Granulometria				Prova TD		Prova TxCID		Prova TxUU		Prova ELL		
				Z _{cam,0}	Z _{cam,f}											Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	c'	φ'	c'	φ'	c _u	c _u			
		(m da p.c.)		(m da p.c.)	(m da p.c.)			(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(kPa)	(°)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)		
2010	P15	5		4,40	4,90	UG2	Limo e argilla con sabbia ghiaioso	17,58			27,40	17,20	10,20	0,04	0,96	17	35	48										
2018	S1	5	10,27	0,70	1,40	UG1a	Ghiaia con sabbia limosa			26,60	20,00	16,00	4,00			52	34	12	2									
2018	S1	5	10,27	1,80	2,50	UG1a	Ghiaia e sabbia limosa	7,20		27,00	22,00	17,00	5,00	-1,96	2,96	49	36	13	2	6	38							
2018	S1	5	10,27	4,50	5,00	UG1a	Ghiaia con sabbia limosa	7,00		27,10	25,00	18,00	7,00	-1,57	2,57	54	30	15	2	7	34							
2018	S2	25	10,43	0,30	1,00	UG1a	Ghiaia con sabbia limosa			26,90	19,00	16,00	3,00			53	35	11	1									
2018	S2	25	10,43	3,60	4,50	UG1b	Ghiaia e sabbia limosa debolm. argillosa	5,50		26,30	34,00	17,00	17,00	-0,68	1,68	47	33	16	5	11	34							
2018	S2	25	10,43	6,30	7,00	UG1b	Ghiaia con sabbia limosa debolm. argillosa	7,60		26,60	25,00	17,00	8,00	-1,18	2,18	43	38	12	7	10	37							
2018	S2	25	10,43	8,40	9,00	UG1b	Ghiaia e sabbia limosa	8,00		26,90	27,00	17,00	10,00	-0,90	1,90	47	37	14	3	11	37							
2018	S2	25	10,43	11,00	11,60	UG1b	Ghiaia e sabbia limosa debolm. argillosa	8,00		26,60	34,00	17,00	17,00	-0,53	1,53	39	40	12	9	19	36							
2018	S2	25	10,43	20,40	21,00	UG1b	Ghiaia e sabbia limosa debolm. argillosa	12,80		26,00	29,00	18,00	11,00	-0,47	1,47	49	32	12	8	12	35							
2018	S2	25	10,43	24,00	24,50	UG1a	Sabbia e ghiaia limosa	6,50		26,40	29,00	20,00	9,00	-1,50	2,50	41	42	14	4	8	36							
2018	S3	35	8,81	0,50	1,00	UG1a	Ghiaia e sabbia limosa			26,30	26,00	16,00	10,00			46	35	15	3									
2018	S3	35	8,81	3,30	4,00	UG1a	Ghiaia con limo e sabbia debolm. argillosa	10,50		27,10	29,00	18,00	11,00	-0,68	1,68	37	28	29	7	7	36							
2018	S3	35	8,81	5,50	6,00	UG1a	Ghiaia con sabbia limosa			26,50	32,00	17,00	15,00			59	26	12	4									
2018	S3	35	8,81	14,50	15,00	UG1b	Ghiaia e sabbia limosa debolm. argillosa	8,30		26,70	24,00	16,00	8,00	-0,96	1,96	42	37	17	5	10	37							
2018	S3	35	8,81	19,00	19,60	UG1a	Ghiaia e sabbia limosa debolm. argillosa	10,90		26,30	31,00	18,00	13,00	-0,55	1,55	40	38	17	5	5	36							
2018	S3	35	8,81	24,00	24,50	UG1a	Sabbia e ghiaia limosa	6,00		26,20	24,00	16,00	8,00	-1,25	2,25	30	48	19	3	6	37							

STUDI E INDAGINI – GEOTECNICA – RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Unità geotecnica	Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso specifico dei granuli	Limite liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di liquidità	Indice di consistenza	Granulometria				Prova TD		Prova TxCID		Prova TxCIU		Prova TxUU	Prova ELL
				Z _{cam,0}	Z _{cam,f}											w _n	γ _n	γ _s	w _L	w _P	I _P	I _L	I _c	Ghiaia	Sabbia		
		(m da p.c.)		(m da p.c.)	(m da p.c.)			(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)
2018	S3	35	8,81	30,50	31,00	UG1b	Sabbia limosa debolm. ghiaiosa	10,30		26,40	33,00	19,00	14,00	-0,62	1,62	9	63	24	4	6	35						
2018	S4	25	9,68	2,40	3,00	UG1b	Limo e sabbia ghiaiosa limosa	13,40		26,90	34,00	21,00	13,00	-0,58	1,58	17	32	38	13	18	32						
2018	S4	25	9,68	5,50	6,00	UG1a	Ghiaia con sabbia limosa	8,20		26,90	44,00	23,00	21,00	-0,70	1,70	53	31	14	2	7	37						
2018	S4	25	9,68	8,00	8,40	UG1b	Ghiaia e sabbia limosa	9,50		26,50	37,00	18,00	19,00	-0,45	1,45	42	38	14	6	10	34						
2018	S4	25	9,68	11,50	12,00	UG1b	Sabbia ghiaiosa limosa argillosa	14,30		26,20	29,00	18,00	11,00	-0,34	1,34	19	53	16	12	16	35						
2018	S4	25	9,68	24,00	24,60	UG1c	Limo con sabbia argillosa	18,00	20,47	26,80	35,00	22,00	13,00	-0,31	1,31	1	33	55	12								84
2018	S5	35	3,65	1,00	1,50	UG1a	Ghiaia con sabbia debolm. limosa			26,80	19,00	16,00	3,00			59	30	9	2								
2018	S5	35	3,65	7,10	7,70	UG1b	Sabbia limosa debolm. argillosa	14,80		26,20	37,00	19,00	18,00	-0,23	1,23	2	68	23	7	12	34						
2018	S5	35	3,65	23,20	23,90	UG1b	Sabbia e ghiaia limosa debolm. argillosa	12,90		26,60	25,00	18,00	7,00	-0,73	1,73	30	48	18	5	7	36						
2018	S5	35	3,65	28,60	29,00	UG1c	Limo con argilla sabbiosa	24,30	19,21	26,70	53,00	21,00	32,00	0,10	0,90	0	14	55	32								86
2018	S5	35	3,65	32,50	33,00	UG1b	Sabbia limosa debolm. ghiaiosa debolm. argillosa	10,80		26,30	38,00	17,00	21,00	-0,30	1,30	10	62	20	8	6	32						
2018	S6	35	1,74	4,20	4,50	UG1a	Ghiaia con sabbia limosa	12,10		26,60	28,00	16,00	12,00	-0,33	1,33	53	30	13	4	4	36						
2018	S6	35	1,74	9,00	9,60	UG1b	Sabbia ghiaiosa limosa debolm. argillosa	28,60	18,99	26,60	27,00					17	68	15	0			23	35				
2018	S6	35	1,74	14,40	14,70	UG1b	Sabbia e ghiaia limosa debolm. argillosa	10,50		26,70	27,00	16,00	11,00	-0,50	1,50	36	39	15	10	10	35						
2018	S6	35	1,74	16,50	17,00	UG1c	Sabbia con limo debolm. argillosa	18,40		26,90	27,00	17,00	10,00	0,14	0,86	3	50	39	8								84
2018	S6	35	1,74	20,50	21,00	UG1c	Limo con argilla debolm. sabbiosa	25,90	19,39	26,80	60,00	24,00	36,00	0,05	0,95	0	5	58	37								102
2018	S6	35	1,74	26,00	27,00	UG1a	Sabbia con ghiaia debolm. limosa	13,20		26,50	26,00	16,00	10,00	-0,28	1,28	36	52	9	2	5	40						
2018	S6	35	1,74	29,50	30,00	UG1c	Limo e sabbia con argilla debolm. ghiaiosa	16,20	20,15	26,20	48,00	22,00	26,00	-0,22	1,22	5	34	35	26								

STUDI E INDAGINI – GEOTECNICA – RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Unità geotecnica	Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso specifico dei granuli	Limite liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di liquidità	Indice di consistenza	Granulometria				Prova TD		Prova TxCID		Prova TxCIU		Prova TxUU	Prova ELL	
				Z _{cam,0}	Z _{cam,f}											Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'	c _u	c _u	
		(m da p.c.)		(m da p.c.)	(m da p.c.)			(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)	
2018	S7	25	0,64	0,30	1,00	UG2	Sabbia e ghiaia con limo debolm. argillosa			26,30	30,00	21,00	9,00			29	36	28	6								105	
2018	S7	25	0,64	3,50	4,00	UG2	Ghiaia sabbiosa debolm. limosa			26,60	26,00	18,00	8,00			79	14	5	2									
2018	S7	25	0,64	6,80	7,20	UG1c	Sabbia limosa ghiaiosa argillosa	17,10	20,04	26,40	26,00	17,00	9,00	0,01	0,99	11	65	14	10									
2018	S7	25	0,64	8,10	8,50	UG1b	Sabbia con limo debolm. argillosa	20,00	19,61	26,90	28,00	23,00	5,00	-0,60	1,60	1	67	27	6	7	37							39
2018	S7	25	0,64	11,10	11,65	UG1c	Sabbia limosa ghiaiosa argillosa	21,30	19,80	26,50	26,00					13	68	18	1									
2018	S7	25	0,64	18,40	18,70	UG1c	Sabbia e limo con ghiaia debolm. argillosa	20,70	19,64	26,50	42,00	24,00	18,00	-0,18	1,18	13	49	28	10								91	
2018	S7	25	0,64	23,50	23,90	UG1b	Sabbia e limo con ghiaia debolm. argillosa	20,10	20,21	26,70	30,00	18,00	12,00	0,18	0,83	15	43	33	10	19	28						58	
2020	S8 DH	35	7,03	0,20	0,50	UG1a	Ghiaia e sabbia				22,00	18,00	4,00			44	35	21										
2020	S8 DH	35	7,03	4,60	5,00	UG1b	Sabbia con ghiaia			25,64	33,00	15,00	18,00			24	53	23		25	35							
2020	S8 DH	35	7,03	8,00	8,50	UG1b	Sabbia ghiaiosa			26,13	37,00	18,00	19,00			19	57	24		33	39							
2020	S8 DH	35	7,03	12,00	12,50	UG1a	Ghiaia e sabbia			26,02	26,00	17,00	9,00			41	38	21		6	38							
2020	S8 DH	35	7,03	17,00	17,40	UG1c	Argilla e limo sabbiosa			26,18	43,00	23,00	20,00			0	20	35	45									
2020	S8 DH	35	7,03	19,50	19,90	UG1c	Sabbia e limo argillosa			25,98	30,00	17,00	13,00			2	47	30	22								284	
2020	S8 DH	35	7,03	21,00	21,50	UG1c	Sabbia ghiaiosa			26,52	21,00	17,00	4,00			25	50	25		57	27						205	
2020	S8 DH	35	7,03	25,30	25,90	UG1c	Limo e argilla con sabbia	22,51	20,00	26,89	38,00	18,00	20,00	0,23	0,77	3	28	34	36			10	29					
2020	S8 DH	35	7,03	27,00	27,50	UG1b	Ghiaia e sabbia			26,31	19,00	15,00	4,00			40	39	21		24	30							
2020	S8 DH	35	7,03	29,60	30,00	UG1c	Argilla con limo sabbiosa			25,84	60,00	30,00	30,00			1	12	32	56									
2020	S9 PZ	30	9,92	0,20	0,50	UG1a	Ghiaia con sabbia				16,00	13,00	3,00			55	32	13										

STUDI E INDAGINI – GEOTECNICA – RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

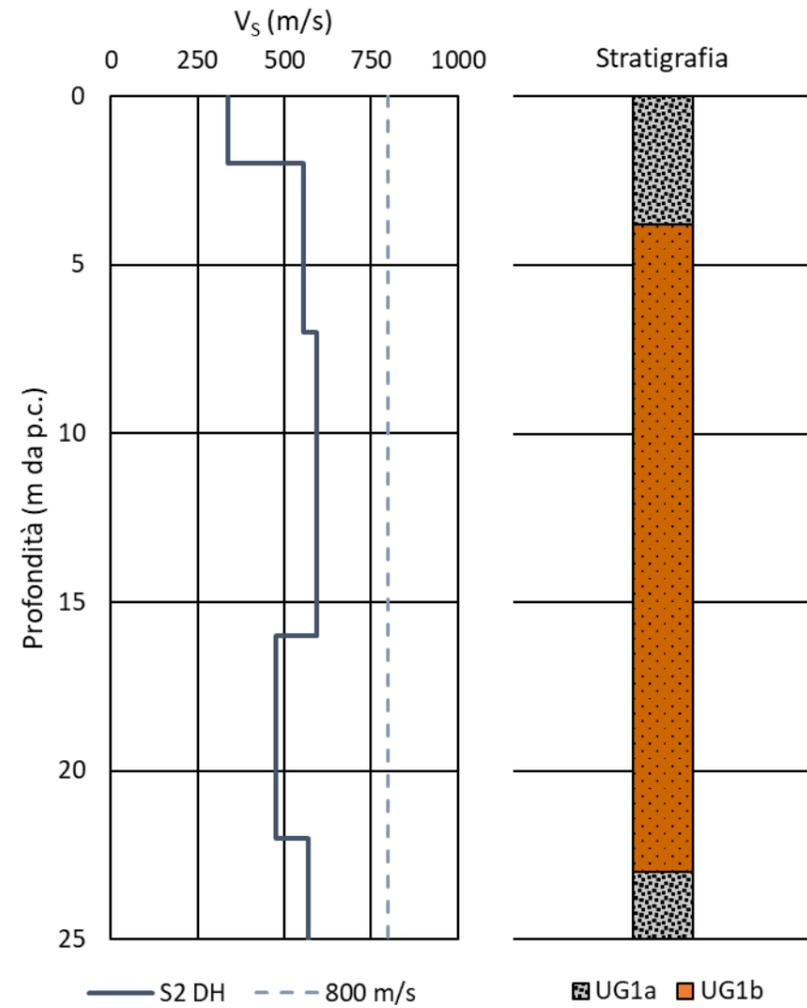
Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Unità geotecnica	Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso specifico dei granuli	Limite liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di liquidità	Indice di consistenza	Granulometria				Prova TD		Prova TxCID		Prova TxCIU		Prova TxUU	Prova ELL
				Z _{cam,0}	Z _{cam,f}											Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'		
		(m da p.c.)		(m da p.c.)	(m da p.c.)			(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)
2020	S9 PZ	30	9,92	3,70	4,00	UG1c	Sabbia con ghiaia				37,00	19,00	18,00			13	62	24		55	33						
2020	S9 PZ	30	9,92	8,60	9,00	UG1b	Sabbia argillosa limosa debolm. ghiaiosa				24,00	18,00	6,00			7	54	18	21	36	35						
2020	S9 PZ	30	9,92	13,80	14,00	UG1c	Ghiaia con sabbia				24,00	15,00	9,00			55	26	18		52	29						
2020	S9 PZ	30	9,92	18,00	18,60	UG1c	Limo con argilla sabbiosa		19,65	22,65	45,00	21,00	24,00			2	12	54	32					22	26		
2020	S9 PZ	30	9,92	20,50	21,00	UG1c	Limo e sabbia con argilla				32,00	22,00	10,00			0	34	41	25	32	27						
2020	S9 PZ	30	9,92	24,50	25,00	UG1b	Sabbia e ghiaia				20,00	16,00	4,00			32	47	20		28	30						
2020	S9 PZ	30	9,92	26,00	26,50	UG1c	Argilla e sabbia limosa		19,88	24,94	49,00	24,00	25,00			2	35	18	45					50	28		
2020	S10 DH	35	10,37	0,20	0,50	UG1b	Ghiaia e sabbia				19,00	16,00	3,00			37	37	26									
2020	S10 DH	35	10,37	6,50	7,00	UG1a	Ghiaia con sabbia			26,08	33,00	19,00	14,00			54	28	19		8	35						
2020	S10 DH	35	10,37	9,50	10,00	UG1b	Sabbia e ghiaia			26,16	33,00	17,00	16,00			40	42	18		35	35						
2020	S10 DH	35	10,37	12,50	13,00	UG1b	Sabbia e ghiaia				31,00	18,00	13,00			38	47	15		27	37						
2020	S10 DH	35	10,37	16,50	17,00	UG1b	Sabbia limosa argillosa debolm. ghiaiosa			26,12	17,00	13,00	4,00			5	60	22	14	0	43						
2020	S10 DH	35	10,37	22,50	23,00	UG1b	Sabbia ghiaiosa									17	62	21		48	35						
2020	S10 DH	35	10,37	27,60	28,00	UG1c	Argilla e limo con sabbia		20,48	26,51	37,00	20,00	17,00			1	28	34	37			22	29				
2020	S10 DH	35	10,37	29,60	30,00	UG1b	Sabbia con argilla limosa			26,11	30,00	16,00	14,00			2	50	22	27								
2020	S10 DH	35	10,37	33,50	34,00	UG1b													15	29							
2020	S11 PZ	30	10,65	0,50	1,00	UG1a	Ghiaia sabbiosa				24,00	13,00	11,00			42	25	32									
2020	S11 PZ	30	10,65	4,50	5,00	UG1b	Sabbia ghiaiosa			25,56	29,00	16,00	13,00			25	53	22		11	32						

STUDI E INDAGINI – GEOTECNICA – RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Unità geotecnica	Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso specifico dei granuli	Limite liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di liquidità	Indice di consistenza	Granulometria				Prova TD		Prova TxCID		Prova TxCIU		Prova TxUU	Prova ELL
				Z _{cam,0}	Z _{cam,f}											Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	c'	φ'	c'	φ'	c'	φ'		
		(m da p.c.)		(m da p.c.)	(m da p.c.)			(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)
2020	S11 PZ	30	10,65	9,50	10,00	UG1b	Sabbia limosa argillosa debolm. ghiaiosa				23,00	16,00	7,00			8	54	20	18	36	37						
2020	S11 PZ	30	10,65	13,50	13,90	UG1b	Sabbia con limo argillosa			26,03	23,00	15,00	8,00			4	49	26	21	6	35						
2020	S11 PZ	30	10,65	16,60	17,00	UG1c	Limo e argilla sabbiosa	28,63	19,33	26,64	43,00	22,00	21,00	0,32	0,68	0	12	47	41			0	29				
2020	S11 PZ	30	10,65	19,50	20,00	UG1b	Sabbia e ghiaia			25,74	38,00	17,00	21,00			34	47	19		16	40						
2020	S11 PZ	30	10,65	20,30	20,60	UG1c	Argilla e sabbia con limo	19,02	21,12	26,98	37,00	19,00	18,00	0,00	1,00	2	35	26	37					40	26		
2020	S11 PZ	30	10,65	22,00	22,30	UG1c	Argilla e limo sabbiosa			26,04	35,00	20,00	15,00			1	24	36	38							219	
2020	S11 PZ	30	10,65	25,50	26,00	UG1b	Sabbia limosa argillosa			26,34	26,00	18,00	8,00			3	60	21	16	16	38						
2020	S11 PZ	30	10,65	27,40	27,70	UG1c	Sabbia argillosa ghiaiosa limosa			26,15	41,00	18,00	23,00			18	40	17	24							91	
2020	S11 PZ	30	10,65	29,20	29,70	UG1b	Sabbia limosa argillosa			26,11	25,00	17,00	8,00			3	60	20	16	33	38						

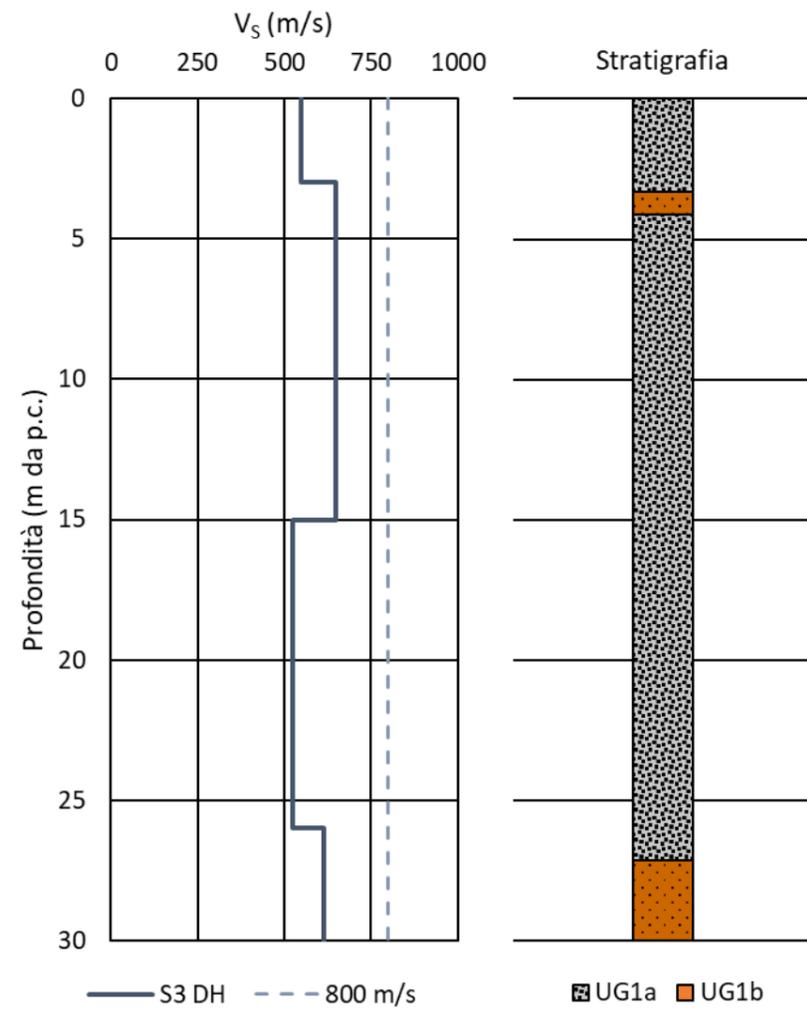
8.2 RISULTATI DELLE PROVE GEOFISICHE

Sondaggio S2 DH (2018)



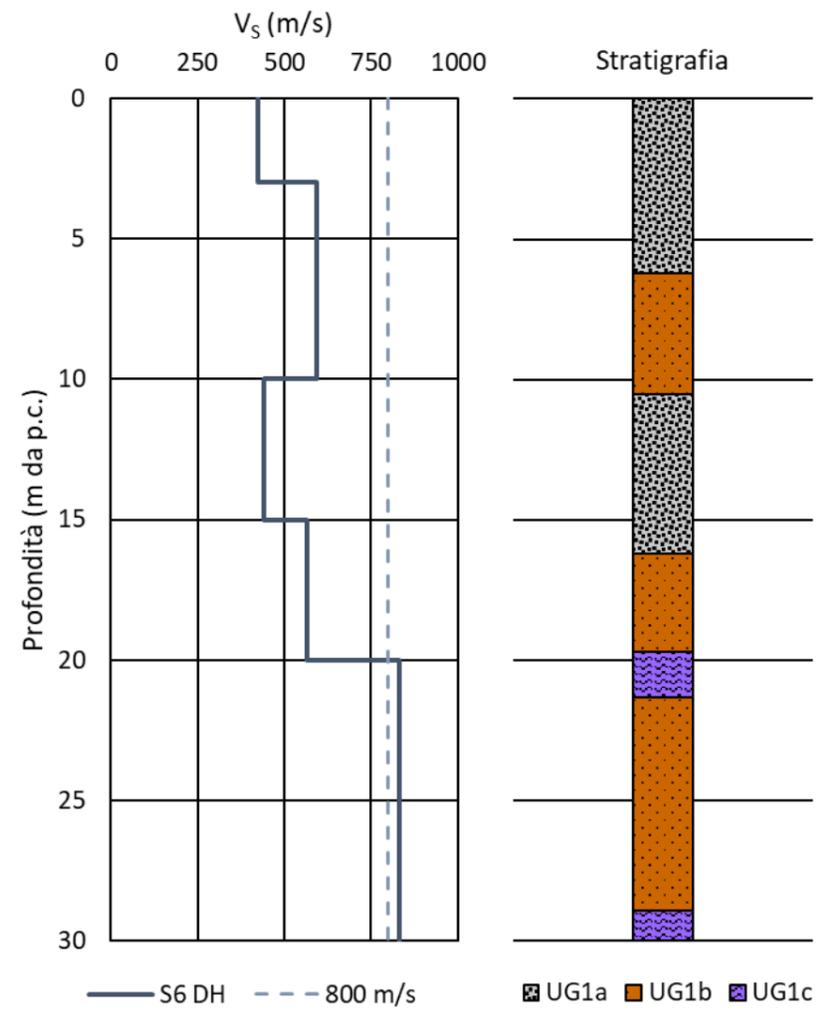
z_i (m da p.c.)	$V_{s,i}$ (m/s)	γ (kN/m ³)	ν (-)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E (MPa)
0,00	338	19,00	0,30	233	605	121
2,00	338	19,00	0,30	233	605	121
2,00	556	19,00	0,30	599	1558	312
7,00	556	19,00	0,30	599	1558	312
7,00	594	19,00	0,30	683	1775	355
16,00	594	19,00	0,30	683	1775	355
16,00	475	19,00	0,30	437	1136	227
22,00	475	19,00	0,30	437	1136	227
22,00	569	19,00	0,30	660	1716	343
25,05	569	19,00	0,30	660	1716	343

Sondaggio S3 DH (2018)



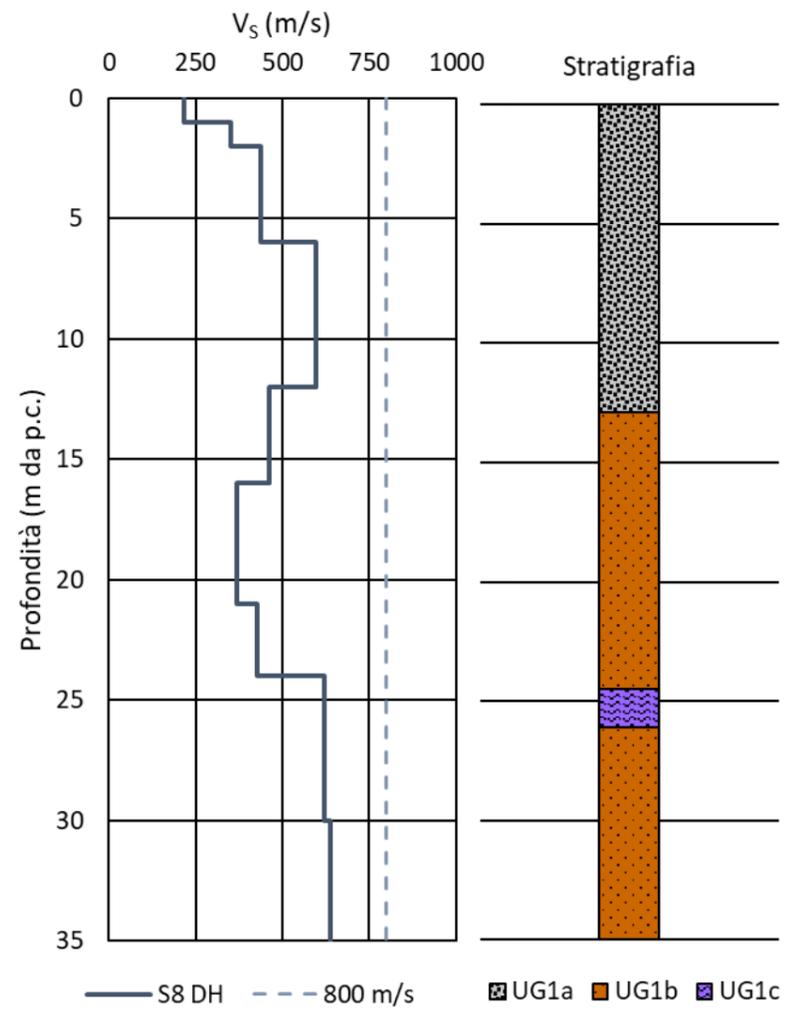
z_i (m da p.c.)	$V_{s,i}$ (m/s)	γ (kN/m ³)	ν (-)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E (MPa)
0,00	549	20,00	0,30	614	1597	319
3,00	549	20,00	0,30	614	1597	319
3,00	649	20,00	0,30	860	2235	447
15,00	649	20,00	0,30	860	2235	447
15,00	523	20,00	0,30	558	1450	290
26,00	523	20,00	0,30	558	1450	290
26,00	613	19,00	0,30	727	1890	378
30,00	613	19,00	0,30	727	1890	378

Sondaggio S6 DH (2018)



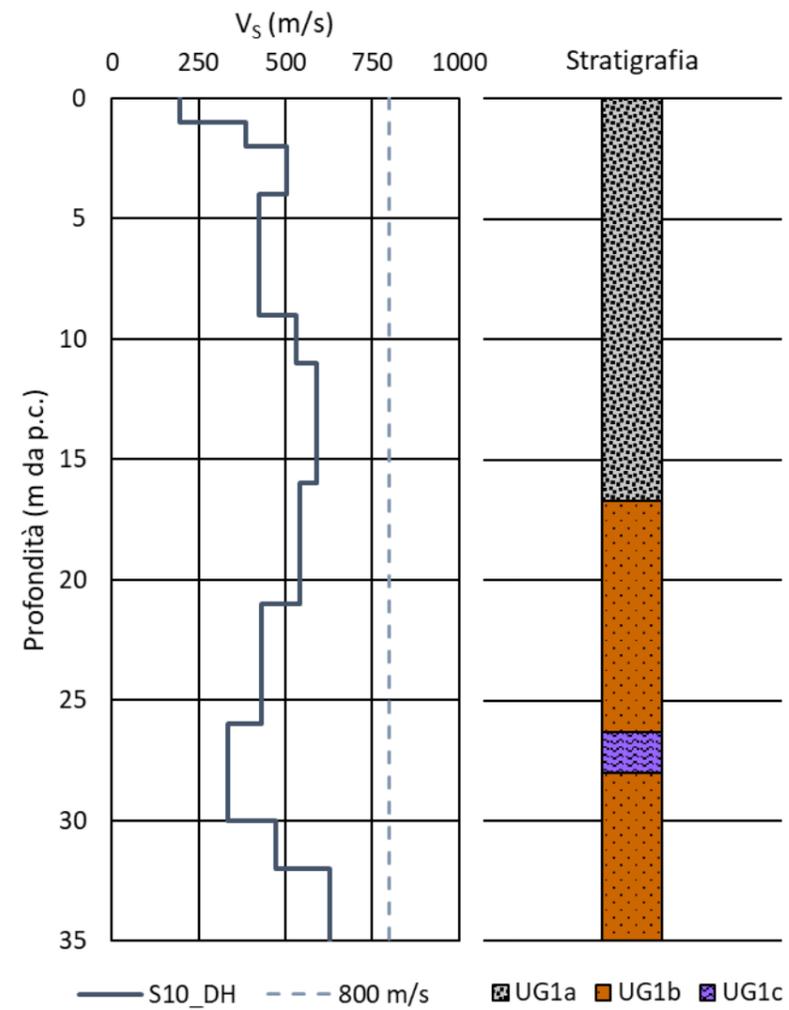
z_i (m da p.c.)	$V_{s,i}$ (m/s)	γ (kN/m ³)	ν (-)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E (MPa)
0,00	425	20,00	0,30	368	957	191
3,00	425	20,00	0,30	368	957	191
3,00	593	19,00	0,30	682	1772	354
10,00	593	19,00	0,30	682	1772	354
10,00	441	20,00	0,30	396	1031	206
15,00	441	20,00	0,30	396	1031	206
15,00	566	19,00	0,30	621	1615	323
20,00	566	19,00	0,30	621	1615	323
20,00	833	19,00	0,30	1344	3494	699
30,00	833	19,00	0,30	1344	3494	699

Sondaggio S8 DH (2020)



z_i (m da p.c.)	$V_{s,i}$ (m/s)	γ (kN/m ³)	ν (-)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E (MPa)
0,00	218	20,00	0,30	97	252	50
1,00	218	20,00	0,30	97	252	50
1,00	351	20,00	0,30	251	653	131
2,00	351	20,00	0,30	251	653	131
2,00	439	20,00	0,30	393	1022	204
6,00	439	20,00	0,30	393	1022	204
6,00	595	20,00	0,30	722	1877	375
12,00	595	20,00	0,30	722	1877	375
12,00	462	19,00	0,30	413	1075	215
16,00	462	19,00	0,30	413	1075	215
16,00	369	19,00	0,30	264	686	137
21,00	369	19,00	0,30	264	686	137
21,00	427	19,00	0,30	353	918	184
24,00	427	19,00	0,30	353	918	184
24,00	622	19,00	0,30	749	1948	390
30,00	622	19,00	0,30	749	1948	390
30,00	639	19,00	0,30	791	2056	411
35,00	639	19,00	0,30	791	2056	411

Sondaggio S10 DH (2020)



z_i (m da p.c.)	$V_{s,i}$ (m/s)	γ (kN/m ³)	ν (-)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	E (MPa)
0,00	195	20,00	0,30	78	202	40
1,00	195	20,00	0,30	78	202	40
1,00	387	20,00	0,30	305	794	159
2,00	387	20,00	0,30	305	794	159
2,00	504	20,00	0,30	518	1346	269
4,00	504	20,00	0,30	518	1346	269
4,00	425	20,00	0,30	368	957	191
9,00	425	20,00	0,30	368	957	191
9,00	530	20,00	0,30	573	1489	298
11,00	530	20,00	0,30	573	1489	298
11,00	589	20,00	0,30	707	1839	368
16,00	589	20,00	0,30	707	1839	368
16,00	543	19,00	0,30	571	1485	297
21,00	543	19,00	0,30	571	1485	297
21,00	431	19,00	0,30	360	935	187
26,00	431	19,00	0,30	360	935	187
26,00	335	19,00	0,30	217	565	113
30,00	335	19,00	0,30	217	565	113
30,00	473	19,00	0,30	433	1127	225
32,00	473	19,00	0,30	433	1127	225
32,00	629	19,00	0,30	766	1992	398
35,00	629	19,00	0,30	766	1992	398

8.3 VERIFICHE DI STABILITÀ

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi e le verifiche di stabilità sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

I metodi di calcolo implementati sono i classici metodi delle strisce, basati sul concetto dell'equilibrio limite globale. La superficie di rottura è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive.

Nel modulo terreni si adotta il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Nel modulo rocce si può adottare il criterio di rottura di Hoek-Brown o di Barton.

Il programma consente di inserire degli interventi di stabilizzazione, che possono intervenire secondo due modalità diverse: variazione delle forze di interstriscia o resistenza a taglio equivalente.

L'analisi sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	SLIDE – An Interactive Slope Stability Program
Versione	9.02
Produttore	Rocscience Inc.
Utente	GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA S.R.L.
Licenza	13120-001

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Rocscience Inc. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.