

**E 78 GROSSETO - FANO  
TRATTO SELCI - LAMA (E 45) - S.STEFANO DI GAIFA  
Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest -  
Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**AN 245**

**ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Sioricchi</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 Settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. David Crenca</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1762</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p><b>GPI INGEGNERIA</b> GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p><b>cooprogetti</b></p> <p><b>engeko</b></p> <p><b>AIM</b> Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</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> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

**STUDI ED INDAGINI  
GEOLOGIA GEOTECNICA  
Geotecnica  
Relazione Geotecnica Generale**

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO      LIV.PROG      ANNO</p> <p><b>DTAN245</b>      <b>D</b>      <b>22</b></p>	<p>NOME FILE</p> <p><b>T00GEO0GETRE01B.</b></p> <p>CODICE ELAB.      <b>T00GEO0GETRE01</b></p>	<p>REVISIONE</p> <p><b>B</b></p>	<p>SCALA</p> <p>-</p>
<p><b>D</b></p> <p><b>C</b></p>			
<p><b>B</b></p> <p><b>A</b></p>	<p>Revisione a seguito istruttoria U.0030221 del 16.01.2023</p> <p>Emissione</p>	<p>Febbraio '23</p> <p>Ottobre '22</p>	<p>Belà      Signorelli      Guiducci</p> <p>Belà      Signorelli      Guiducci</p>
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO      VERIFICATO      APPROVATO</p>

## INDICE

<b>1. <u>PREMESSA</u></b> .....	<b>3</b>
<b>2. <u>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO</u></b> .....	<b>4</b>
2.1.    NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE .....	4
<b>3. <u>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO</u></b> .....	<b>5</b>
3.1.    INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	5
3.2.    INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	5
3.3.    SCHEMA IDROGEOLOGICO .....	6
<b>4. <u>INDAGINI ESEGUITE</u></b> .....	<b>8</b>
4.1.    CAMPAGNE DI INDAGINI .....	8
4.1.1. <i>Indagini 1998-1999</i> .....	8
4.1.2. <i>Indagini 2001-2002</i> .....	8
4.1.3. <i>Indagini comune di Mercatello sul Metauro 1994-2014</i> .....	9
4.1.4. <i>Indagini 2021-2022</i> .....	9
4.2.    PROVE IN SITO.....	10
4.2.1. <i>Prova penetrometrica dinamica (SPT)</i> .....	10
4.2.2. <i>Rilevo dei livelli di falda</i> .....	13
4.2.3. <i>Prova di permeabilità</i> .....	14
4.3.    INDAGINI GEOFISICHE .....	14
4.3.1. <i>Criteri di interpretazione</i> .....	15
4.4.    PROVE DI LABORATORIO.....	16
4.5.    RILEVI GEOMECCANICI .....	16
4.5.1. <i>Rilievo geomeccanico di dettaglio 2018</i> .....	16
4.5.2. <i>Rilievo geomeccanico di dettaglio 2022</i> .....	16
<b>5. <u>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</u></b> .....	<b>18</b>
<b>6. <u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</u></b> .....	<b>19</b>
6.1.    CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI .....	19
6.1.1. <i>Depositi di frana (UG1)</i> .....	19
6.1.2. <i>Coltri detritiche e depositi alluvionali (UG2)</i> .....	23
6.2.    CARATTERIZZAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI.....	28
6.2.1. <i>Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso</i> .....	29
6.3.    PARAMETRI CARATTERISTICI.....	31
<b>7. <u>PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E SOLUZIONI TECNICHE ADOTTATE</u></b> .....	<b>32</b>

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.	RILEVATI STRADALI .....	32
7.1.1.	<i>Piano di posa dei rilevati</i> .....	32
7.1.2.	<i>Cedimenti</i> .....	34
7.1.3.	<i>Verifiche di stabilità</i> .....	38
7.2.	TRINCEE E SCAVI PROVVISORIALI .....	46
7.2.1.	<i>Trincee</i> .....	46
7.2.2.	<i>Scavi provvisoriali</i> .....	48
7.3.	STABILITÀ DEI VERSANTI.....	48
7.3.1.	<i>Interventi progettuali previsti</i> .....	49
7.4.	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE .....	54
7.5.	OPERE D'ARTE MAGGIORI .....	54
7.5.1.	<i>Viadotti</i> .....	54
7.5.2.	<i>Gallerie naturali</i> .....	55
7.6.	OPERE D'ARTE MINORI .....	56
7.6.1.	<i>Paratie di sostegno</i> .....	56
7.6.2.	<i>Muri di sostegno</i> .....	56
7.7.	ATTACCO CHIMICO DEL CALCESTRUZZO .....	57
<b>8.</b>	<b><u>ALLEGATI</u></b> .....	<b>59</b>
8.1.	RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO .....	59

## **1. PREMESSA**

La presente relazione geotecnica generale è parte integrante del progetto definitivo “S.G.C. E78 GROSSETO - FANO – Tratto Selci Lama (E/45) - S. Stefano di Gaifa – Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest - Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)” che si sviluppa interamente all’interno del territorio comunale di Mercatello sul Metauro (PU).

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:** Eurocode 7 – Geotechnical design - Part 1: General rules
- [ 4 ] **UNI EN 1997-1:2007:** Eurocode 7 – Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing
- [ 5 ] **UNI EN 1998-5:2005:** Eurocode 8 – Design of structures for earthquake - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- [ 6 ] **AGI - Associazione Geotecnica Italiana (2005)** “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO

#### 3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di studio, ricade nell'ambito dell'Appennino Settentrionale, nel settore di passaggio tra l'Appennino Umbro-Marchigiano e quello Tosco-Romagnolo, ovvero all'interno del settore di affioramento delle Unità Umbro-Marchigiano-Romagnole posto poco ad oriente delle Unità Cervarola-Falterona e a meridione delle Unità Liguri. La struttura generale delle Unità Umbro-Marchigiano-Romagnole è caratterizzata, come quella delle Unità Cervarola-Falterona più occidentali, da *thrust* e pieghe associate, sia anticlinali di tetto che sinclinali di muro, anche in assetto rovesciato. Nell'area di studio la successione Umbro-Marchigiano-Romagnola è rappresentata dalla sola formazione Marnoso-Arenacea, caratterizzata da una complessa articolazione stratigrafica. Gran parte dell'area di studio e di progetto è rappresentata dall'Unità Pietralunga, facente parte della Formazione Marnoso-Arenacea Romagnola qui presente con alcuni dei suoi membri più tipici: Corniolo, Galeata e Collina. Nella zona più orientale dell'area di studio è presente un'altra unità tettonica che costituisce quella strutturalmente più profonda nell'area, denominata Unità Cà Romano e sottostante all'Unità Pietralunga: è rappresentata dalla Subunità Cà Raffaello, qui rappresentata dal Membro di Civitella.

La cartografia geologica classica evidenzia un substrato rappresentato dall'unità flyschoidale definita genericamente Marnoso-Arenacea (Elveziano-Langhiano Superiore) o Marnoso-Arenacea Romagnola (Tortoniano-Langhiano). Il settore prevalente, ad Est dell'unità Marnoso-Arenacea Romagnola, è caratterizzato dalla facies Umbro-Marchigiana della stessa unità, prevalentemente marnosa, del Tortoniano-Serravalliano. È evidente, tuttavia, osservando lo stralcio di cartografia che questa suddivisione è il risultato di rilievi eseguiti da scuole e rilevatori diversi. Rimane, invece, il dato di base, rappresentato dall'ossatura dei rilievi dell'area di studio, costituita dall'unità torbiditica Marnoso-Arenacea o Marnoso-Arenacea Romagnola, attribuita al Miocene Medio e complessivamente compresa tra il Langhiano e il Tortoniano. Altro elemento che spicca dal punto di vista litostratigrafico è la presenza di depositi alluvionali terrazzati di età pleistocenica e olocenica di diverso ordine, che colmano le valli del Fiume Metauro e del suo affluente di destra Torrente S. Antonio e, infine, alcuni lembi di detriti di falda e frana olocenici posti sui versanti opposti delle valli suddette, oltre ad alcuni piccoli apparati di conoidi alluvionali allo sbocco di brevi corsi d'acqua solcanti i medesimi versanti. L'elemento tettonico dominante è la presenza di uno stile a faglie inverse con vergenza a ENE che evolvono verso Est in sovrascorrimenti con associati rovesciamenti sul fronte.

#### 3.2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'area di studio è rappresentata da rilievi collinari ad acclività variabile da blanda a sostenuta, ricadenti nell'estremo settore nord-orientale dell'Appennino Umbro-Marchigiano. Il territorio è solcato dalla valle del Fiume Metauro e da quella del suo affluente di destra Torrente S. Antonio. L'area con maggior ampiezza del fondovalle è in corrispondenza della confluenza dei suddetti corpi d'acqua, dove sorge l'abitato di Mercatello sul Metauro. Il territorio ricade nella parte alta dei bacini imbriferi suddetti, i rilievi presenti ricadenti nell'area rilevata raggiungono la quota di 600 m s.l.m. circa, mentre il fondovalle è compreso tra 460 m e 380 m s.l.m. circa.

Uno degli elementi geomorfologici più evidenti e significativi del territorio esaminato è la presenza di terrazzi fluviali antichi e recenti lungo il Fiume Metauro ed il Torrente S. Antonio. I due corsi d'acqua sono in accentuata fase erosiva: infatti i loro alvei hanno eroso le alluvioni di fondovalle ed ora incidono il substrato marnoso arenaceo.

PROGETTAZIONE ATI:

Il fondovalle è pianeggiante e corrisponde alla superficie superiore dei terrazzi di 3° ordine (a minor quota) o di 4° ordine (a quote più elevate). Tra questi ultimi sono compresi lembi di alluvioni terrazzate presenti nelle vallecole laterali in destra del Metauro, solcate da torrenti, pensili una ventina di metri sopra l'alveo principale, e profondamente incisi nei sedimenti delle coperture detritiche e nel substrato.

Le alluvioni sfumano nelle fasce detritiche che ammantano il piede delle pendici dei rilievi che, con la loro elevata pendenza, contrastano e caratterizzano il paesaggio, oppure colmano le depressioni in cui sono incisi i corsi d'acqua minori.

La rete idrografica dei torrenti tributari di destra del Torrente S. Antonio e del Fiume Metauro, incide profondamente i versanti destri dei due corsi d'acqua, attraversati da segmenti dei tracciati, con andamento poco inclinato rispetto alla direzione degli strati marnoso arenacei. In considerazione di ciò e al fatto che la giacitura è uniforme in termini di immersioni prevalenti (verso SW), il profilo trasversale delle valli secondarie risulta asimmetrico con i versanti di sinistra, dove la giacitura degli strati presenta una non trascurabile componente della giacitura a "reggipoggio", che presentano una pendenza maggiore rispetto a quelli di destra, dove la giacitura è sostanzialmente a "franapoggio". L'assetto morfologico e strutturale descritto comporta entità e tipologia di frane diverse. I fenomeni gravitativi più rilevanti, nella generalità dei casi, sono riconducibili a frane per colata o complesse e si sviluppano prevalentemente sui versanti destri come rielaborazione delle coltri detritiche, favoriti dalle giaciture a franapoggio delle formazioni del substrato.

### 3.3. SCHEMA IDROGEOLOGICO

Il reticolo idrografico dell'area di interesse è dominato dalla presenza di un'asta fluviale (Fiume Metauro) e di un suo affluente di destra (Torrente S. Antonio). I due corsi d'acqua, che mostrano un prevalente regime torrentizio, hanno inciso le alluvioni terrazzate pleistoceniche ed oloceniche ed ora incidono anche il substrato marnoso arenaceo. I versanti sono attraversati da fossi orientati in prevalenza in direzione NS che, a loro volta, hanno inciso le proprie alluvioni pleistoceniche e ora incidono il substrato o i detriti di falda. Questi elementi indicano una recente ed attuale fase erosiva generalizzata del reticolo idrografico, a causa di un rapido sollevamento del territorio oggetto di studio. Il corso d'acqua principale è il Torrente S. Antonio, nella parte occidentale dell'area di progetto. Procedendo da Ovest verso Est, sono numerosi i corsi d'acqua attraversati, tra i quali i principali sono: il fosso che confluisce in destra del Torrente S. Antonio nella zona sud di Mercatello denominata Colombaro, il Fosso Romito che confluisce in destra del Fiume Metauro nei pressi della zona artigianale di località Bolciano.

Dal punto di vista idrogeologico, nell'area in esame si individuano più complessi a comportamento omogeneo, caratterizzati da condizioni e gradi di permeabilità distinte.

Il substrato può essere considerato omogeneo dal punto di vista idrogeologico, quindi è rappresentato dall'insieme dei membri che costituiscono la Formazione Marnoso-Arenacea Romagnola. Nell'insieme è rappresentato da alternanze di strati a consistenza lapidea di natura marnosa, prevalenti, e di natura arenacea, subordinati; la permeabilità, di tipo secondario, per fratturazione, è media nella coltre di alterazione, da bassa a nulla in profondità. In questa unità idrogeologica possono attivarsi piccole falde acquifere sospese, nelle coltri di alterazione, oppure localizzate circolazioni idriche, anche in pressione, in profondità, all'interno di banchi arenacei o calcarenitici fessurati.

Un altro complesso idrogeologico è rappresentato dai depositi alluvionali terrazzati, costituiti da sedimenti sciolti di granulometria variabile da ghiaia ad argilla, in posizione sopraelevata rispetto all'alveo dei corsi d'acqua. La permeabilità è di tipo primario per porosità ed è di grado medio-alto. In questa unità è presente una falda acquifera di tipo freatico di significativa potenzialità idraulica.

PROGETTAZIONE ATI:

Il terzo complesso idrogeologico è costituito dai depositi colluviali e dai corpi di frana, la cui granulometria è complessivamente fine, di tipo limo-argillo-sabbioso, con variabile presenza di uno scheletro clastico di arenarie e marne. La permeabilità è di tipo primario per porosità ed ha un grado medio-basso. In tale complesso possono essere presenti piccole falde di variabile potenzialità idraulica che spesso alimentano la falda acquifera di fondovalle.

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 a rifrazione e indagini sismiche passive mediante tomografo digitale.

##### 4.1. CAMPAGNE DI INDAGINI

###### 4.1.1. INDAGINI 1998-1999

Una prima campagna di indagini è stata realizzata nel 1998-99 dalla società *GEOTEC S.p.A.* con sede in Campobasso per conto dell'ANAS – Compartimento per la Viabilità delle Marche.

In questa campagna di indagini sono stati realizzati 11 sondaggi a carotaggio continuo (S1-S9, S11, S12) con profondità comprese tra 15 m e 22 m e indagini geofisiche con 5 allineamenti sismici a rifrazione (11201-11205), ciascuno della lunghezza di 110 o 230 m.

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati campioni indisturbati nei terreni alluvionali e detritici di copertura. Su questi campioni sono state effettuate prove di laboratorio per la classificazione dei terreni e per la determinazione delle caratteristiche meccaniche.

In fase di redazione del progetto sono stati considerati i soli dati stratigrafici dei sondaggi geognostici per la ricostruzione del modello geologico. Non sono disponibili i dati di caratterizzazione, pertanto non sono stati considerati nella caratterizzazione geotecnica.

###### 4.1.2. INDAGINI 2001-2002

In una successiva fase di definizione progettuale sono state realizzate dalla società *GEOEMME 2* con sede in Rimini per conto dell'ANAS – Compartimento per la Viabilità delle Marche, indagini integrative in prossimità di un nuovo asse stradale. In particolare sono stati realizzati 7 sondaggi a carotaggio continuo (SN1-SN7) con profondità comprese tra 15 m e 65 m. Sono state anche effettuate 6 prove penetrometriche, 3 statiche (CPT1-CPT3) e 3 dinamiche (SCPT1-SCPT2), che hanno interessato la coltre di alterazione superficiale ed i detriti per uno spessore medio di circa 7 m.

In questa fase è stata anche realizzata dalla società *POLO GEOLOGICO S.n.c.* con sede in Roma per conto dell'ANAS – Compartimento per la Viabilità delle Marche una campagna geofisica con prospezioni sismiche a rifrazione su 11 stendimenti sismici (B1-B11), ciascuno lungo 110 m.

A completamento delle indagini geognostiche, su incarico dell'ANAS – Compartimento per la Viabilità delle Marche, la ditta *PERIGEO SONDAGGI S.n.c.* di Gubbio ha eseguito ulteriori 4 sondaggi a carotaggio continuo (SN8-SN11) con profondità comprese tra 4 m e 17 m circa. Sono state anche effettuate 6 prove penetrometriche dinamiche pesanti (DP1-DP6) che hanno interessato la coltre di alterazione superficiale ed i detriti per uno spessore massimo di circa 10 m.

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati campioni indisturbati nei terreni alluvionali e detritici di copertura.

#### 4.1.3. INDAGINI COMUNE DI MERCATELLO SUL METAURO 1994-2014

Ulteriori indagini sono state fornite dal Comune di Mercatello sul Metauro. Queste indagini, distribuite in un periodo temporale piuttosto ampio consistono essenzialmente in sondaggi geotecnici eseguiti a piccole profondità, indagini sismiche passive mediante tromografo digitale e prove MASW. Questi dati sono stati considerati esclusivamente per la ricostruzione del modello geologico e non per la caratterizzazione geotecnica.

#### 4.1.4. INDAGINI 2021-2022

Per la redazione del Progetto Definitivo, è stata eseguita una campagna geognostica con lo scopo di definire nel dettaglio il modello geologico di riferimento e le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce individuate lungo il tracciato. In particolare, sono state eseguite le seguenti lavorazioni:

- n. 12 sondaggi meccanici a carotaggio continuo (S1-S3, S5-S12);
- n. 55 pozzetti, di cui 1 esclusivamente per la caratterizzazione geotecnica (PZ3), 6 sia per la caratterizzazione geotecnica che ambientale (PZ1, PZ2, PZ7, PZ27, PZ35, PZ42) e 48 esclusivamente per la caratterizzazione ambientale;
- n. 2 sismiche ibride;
- n. 9 stendimenti sismici a rifrazione;
- n. 3 stendimenti sismici MASW;
- installazione di n. 6 piezometri a tubo aperto e n. 1 piezometro di Casagrande;
- installazione di n. 1 inclinometro;
- prove geotecniche di laboratorio, con determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei campioni prelevati.

Nella Tabella 4-1 si riporta una sintesi delle indagini eseguite.

Tabella 4-1 Sintesi delle indagini eseguite

Sondaggio	Profondità (m)	Campione indisturbato	Campione rimaneggiato	Prova SPT	Prova Lugeon	Attrezzatura
S1 PZ	30,00	2	3	3	-	Piezometro
S2	20,00	-	3	1	-	-
S3 DH	30,00	-	5	1	1	Down hole
S5 PZ	30,00	2	3	3	-	Piezometro
S6 PZ	55,00	3	-	-	2	Piezometro
S7 DH	30,00	2	2	2	-	Down hole
S8 PZ	25,00	1	3	2	-	Piezometro
S9 DH	30,00	3	3	3	-	Down hole
S10 IN	20,00	1	3	2	-	Inclinometro
S11 PZ	25,00	1	3	-	-	Piezometro
S12 PZ	20,00	-	5	2	-	Piezometro

PROGETTAZIONE ATI:

S13 PZ	20,00	1	3	1	-	Piezometro
--------	-------	---	---	---	---	------------

## 4.2. PROVE IN SITO

### 4.2.1. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (SPT)

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.

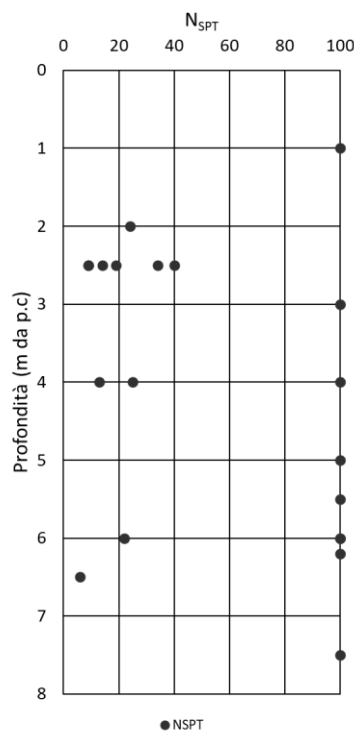


Figura 4.1 Risultati prove SPT

#### 4.2.1.1. Criteri di interpretazione

##### Densità relativa

Tenendo conto che molte correlazioni fra l'angolo di resistenza al taglio e il valore della resistenza penetrometrica  $N_{SPT}$  sono funzione della densità relativa, si riportano di seguito le correlazioni utilizzate nell'ambito di questo lavoro.

La correlazione di Gibbs e Holtz (1957), valida per sabbie quarzose NC non cementate, graficamente rappresentata in Figura 4.2, che corrisponde all'equazione:

$$N_{SPT} = \left( 17 + 24 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \cdot D_R^2$$

PROGETTAZIONE ATI:

in cui  $p_a$  è la pressione atmosferica ( $p_a = 100$  se  $\sigma'_{v0}$  è espresso in kPa).

Per sabbie di recente deposizione normalconsolidate può essere ragionevole adottare la seguente correlazione:

$$\frac{(N_1)_{60}}{D_R^2} = 60$$

dove  $(N_1)_{60}$  è il numero dei colpi normalizzati a una tensione verticale efficace di 100 kPa e corretta al 60% del rapporto di energia delle aste (Skempton, 1986).

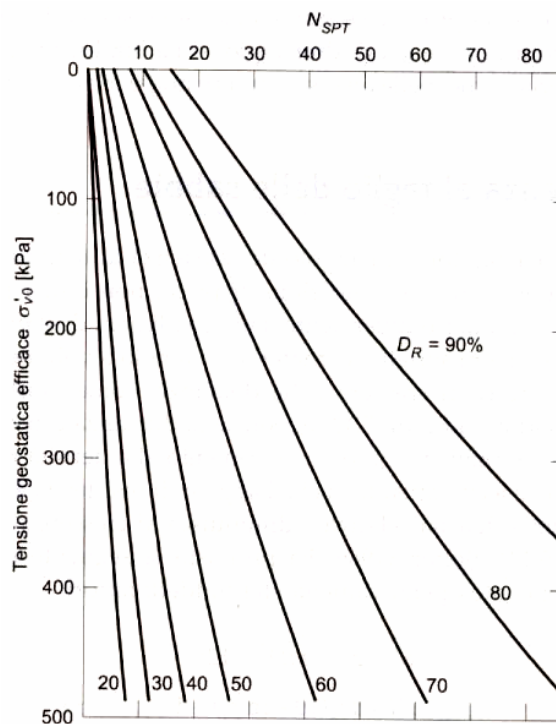


Figura 4.2 Stima di  $D_R$  da  $N_{SPT}$  secondo Gibbs e Holtz (1957)

#### Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco è stato stimato mediante le seguenti correlazioni:

- Schmertmann (1978) graficamente rappresentate in Figura 4.3
- Shioi e Fukui (Road Bridge Specification, 1982)

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

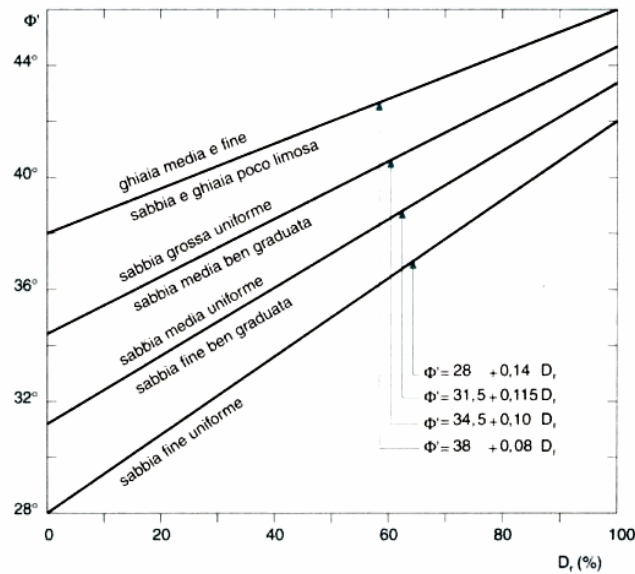


Figura 4.3 Stima di  $\phi'$  da  $D_R$  per differenti granulometrie secondo Schmertmann (1978)

#### Modulo di Young

Il modulo di Young operativo è stato stimato mediante la seguente correlazione (Figura 4.4):

$$E' = s_1 \cdot N_{SPT} + s_2$$

dove  $s_1$  e  $s_2$  sono parametri scelti in funzione del litotipo.

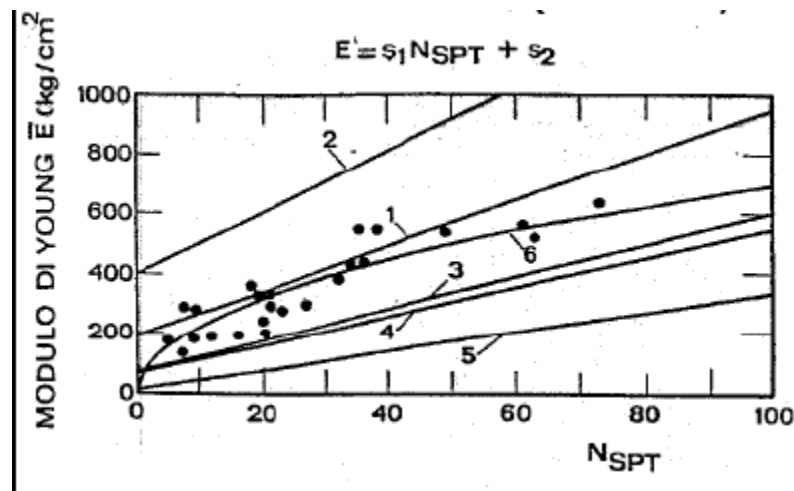


Figura 4.4 Stima di  $E'$  da  $N_{SPT}$  per differenti tipi di terreno

Curva	Tipo terreno	Riferimento	$s_1$	$s_2$
1	Sabbie NC	D'Apollonia <i>et al.</i> (1970)	0,756	8,75
2	Sabbie OC	D'Apollonia <i>et al.</i> (1970)	1,043	36,79
3	Sabbie sature	Webb (1970)	0,478	7,17
5	Sabbie alluvionali	Tsuchiya e Toyooka (1982)	1,160	0,029

PROGETTAZIONE ATI:

#### 4.2.2. RILEVO DEI LIVELLI DI FALDA

Durante la campagna di indagini 2021-2022 sono stati installati n. 6 piezometri a tubo aperto e n. 1 piezometro di Casagrande.

Nella Figura 4.5 e Figura 4.6 si riportano i livelli di falda rilevati durante le diverse misurazioni.

Tabella 4-2 Livelli di falda rilevati in sito

Sondaggio	Tipologia piezometro	06/04/2022	13/04/2022	21/04/2022	27/04/2022	03/05/2022	10/05/2022	25/05/2022	23/06/2022	27/07/2022	23/08/2022	23/09/2022
		Livello di falda (m da p.c.)										
S1 PZ	Tubo aperto	5,42	5,60	5,95	6,00	6,33	6,60	12,51	16,50	18,15	18,80	19,79
S5 PZ	Tubo aperto	3,30	3,49	3,61	3,69	3,75	3,80	4,84	8,11	10,33	10,77	7,72
S6 PZ	Casagrande	-	54,20	54,09	53,90	52,10	51,66	51,90	51,98	52,15	52,18	52,19
S8 PZ	Tubo aperto	7,30	7,45	7,98	8,22	8,30	8,43	8,93	9,10	9,20	9,24	9,15
S11 PZ	Tubo aperto	1,10	1,22	1,31	1,37	1,42	1,48	1,95	2,52	2,72	2,85	2,88
S12 PZ	Tubo aperto	0,00	0,00	0,00	0,00	0,29	0,54	1,62	3,19	3,32	3,34	3,36
S13 PZ	Tubo aperto	2,10	2,52	2,81	3,03	3,18	3,28	-	-	-	-	-

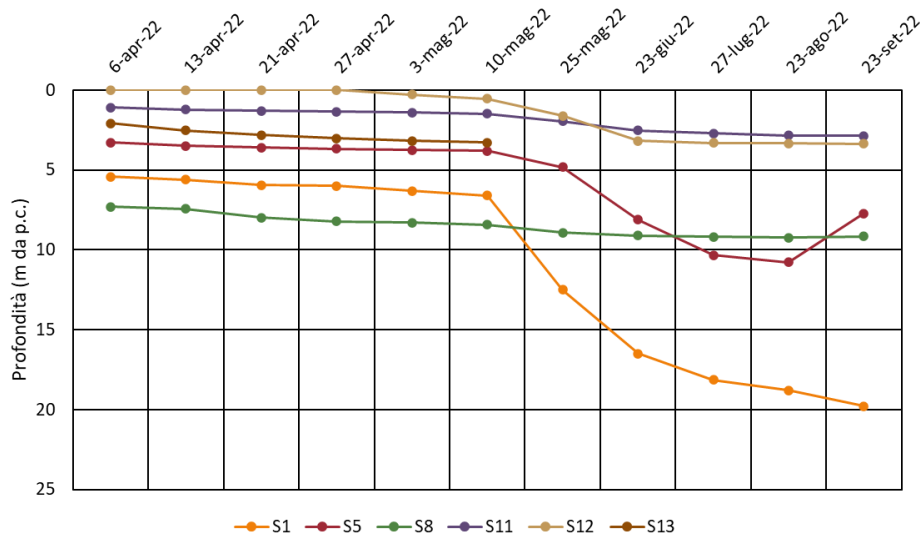


Figura 4.5 Livelli di falda rilevati in sito (piezometro a tubo aperto)

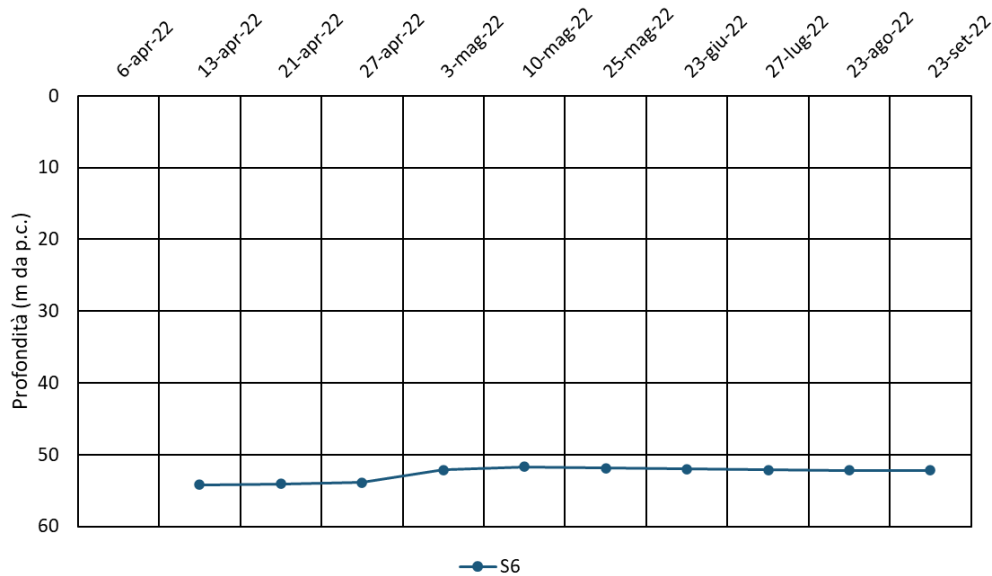


Figura 4.6 Livelli di falda rilevati in sito (piezometro di Casagrande)

Nel profilo geotecnico (codice elaborato T00GE00GETFG01-02-03) è riportata la falda di progetto assunta cautelativamente pari al livello piezometrico più superficiale.

#### 4.2.3. PROVA DI PERMEABILITÀ

Durante la campagna di indagini 2021-2022 sono state eseguite n. 3 prove di permeabilità Lugeon.

Tabella 4-3 Valori del coefficiente di permeabilità ottenuto dalle prove in sito

Sondaggio	Quota falda (m da p.c.)	Inizio prova (m da p.c.)	Fine prova (m da p.c.)	Coeff. di permeabilità medio (m/s)
S3 DH	6	8	13	3,40E-07
S6 PZ	15	32	37	7,30E-08
S6 PZ	15	45	50	1,10E-07

#### 4.3. INDAGINI GEOFISICHE

Durante la campagna d'indagini 2021-2022 sono state eseguiti n. 3 prove in foro di tipo Down Hole (S3DH, S7DH, S9DH) e n. 3 stendimenti sismici MASW (MASW1, MASW2, MASW3).

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

Tabella 4-4 Elenco indagini geofisiche (2021-2022) e categorie di sottosuolo secondo [ 1 ]

Prova	Ubicazione prova (km)	Opera d'arte	Lunghezza del tratto di prova (m)	$V_{S,eq}$ (m/s)	Categoria di sottosuolo (secondo [ 1 ])
S3 DH	1+350,00	Galleria naturale	30	393	B



S7 DH	2+500,00	Galleria artificiale	30	426	B
S9 DH	2+750,00	-	30	292	E
MASW 1	0+450,00	-	48	454	B
MASW 2	1+050,00	Ponte S. Antonio	48	462	B
MASW 3	3+800,00	-	48	V <sub>s</sub> > 800	A

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione sismica (codice elaborato T00GE02GEORE01).

#### 4.3.1. CRITERI DI INTERPRETAZIONE

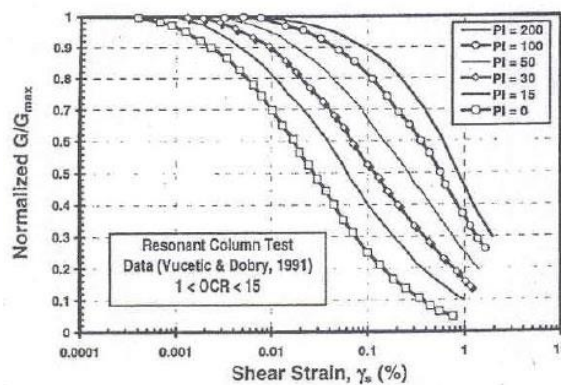
Nel caso di problemi di dinamica dei terreni, come ad esempio lo studio del comportamento dei terreni in caso di un sisma, è necessario valutare il modulo di taglio  $G_0$  (o  $G_{dyn}$ ) e quello di Young  $E_0$  (o  $E_{dyn}$ ) iniziali, associabili a piccole deformazioni. A tale scopo, è possibile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

$\nu_{dyn}$  rapporto di Poisson dinamico.

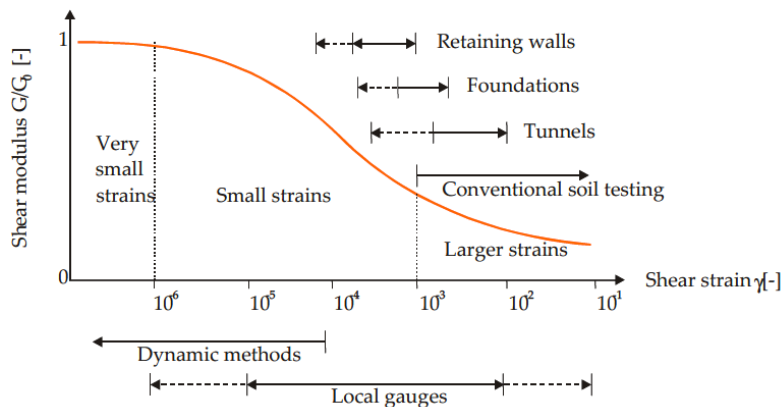
Per la determinazione dei moduli elastici operativi, è possibile utilizzare le curve di decadimento proposte da Vucetic e Dobry (1991), riportate nella Figura 4.7:



**Figura 4.7** Curve di decadimento normalizzate  $G/G_0(\gamma)$  in funzione dell'indice di plasticità (Vucetic e Dobry, 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 4.8).





**Figura 4.8 Valori convenzionali del modulo di taglio operativo G in funzione del livello di deformazione atteso per differenti sistemi geotecnici**

Per la tipologia di opere previste in questo progetto e per la natura dei terreni interagenti, si adotta un valore del modulo elastico operativo di circa  $1/7 \div 1/10$  di quello ottenuto a piccole deformazioni.

#### 4.4. PROVE DI LABORATORIO

Durante la campagna d'indagini sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- determinazione della composizione granulometrica;
- determinazione del contenuto d'acqua e dei limiti di Atterberg;
- classificazione delle terre secondo CNR UNI 10006;
- determinazione del peso specifico dei grani;
- prova di taglio diretta (TD);
- prova triassiale consolidata drenata (TxCID);
- prova triassiale consolidata non drenata (TxCIU);
- prova di compressione con espansione laterale libera (ELL);
- prova edometrica;
- prova di compressione monoassiale su roccia;
- prova *Point Load Test* (PLT).

#### 4.5. RILEVI GEOMECCANICI

##### 4.5.1. RILIEVO GEOMECCANICO DI DETTAGLIO 2018

Nell'ambito del progetto di fattibilità tecnico economica sono stati effettuati n. 4 rilievi geomeccanici di dettaglio denominati RS1, RS2, RS3 e RS4.

##### 4.5.2. RILIEVO GEOMECCANICO DI DETTAGLIO 2022

Durante l'attuale fase progettuale sono stati eseguiti n. 4 rilievi geomeccanici denominati SG1, SG2, SG3 e SG4, che hanno permesso una più accurata caratterizzazione dell'ammasso in prossimità delle opere in progetto. La stazione geomeccanica SG2 è stata eseguita in corrispondenza del rilievo geomeccanico di dettaglio RS3 (2018), confermando quanto osservato precedentemente. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica (*codice elaborato T00GE01GEORE01*).

Di seguito si riporta una sintesi delle stazioni geomeccaniche eseguite.

PROGETTAZIONE ATI:

**Tabella 4-5 Sintesi delle stazioni geomeccaniche (2022) e GSI**

<b>Stazione geomeccanica</b>	<b>Unità geologica</b>	<b>GSI</b>
SG1	FMA5	44
SG2	FMA2	41
SG3	FMA2	44
SG4	FMA2	41

## 5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel 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 e geomeccanico, 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:

### **UG1 – DEPOSITI DI FRANA**

L'UG1 è costituita da un corpo di frana (FR), posizionato tra le progressive 2+850,00 e 3+150,00 e caratterizzato da un fenomeno gravitativo attivo. Tale unità risulta principalmente caratterizzata da argille limose con inclusi calcarei.

### **UG2 – COLTRI DETRITICHE E DEPOSITI ALLUVIONALI**

L'UG2 è costituita da terreni detritici (DVC) e depositi alluvionali (AMA) caratterizzati da uno scheletro di clasti eterometrici di arenarie, calcareniti e marne, in abbondante matrice costituita da percentuali variabili di sabbia, limo e argilla.

### **UG3a – FORMAZIONE MARNOSO ARENACEA ALTERATA**

L'UG3a comprende i materiali della coltre alterata del substrato roccioso (UG3b). Tale unità risulta costituita da arenaria marnosa e marna argillosa con un grado di alterazione da debole a elevato e una frequenza delle fratture da molto a mediamente ravvicinata ( $RQD \leq 50\%$ ). Questa unità è presente anche ad elevate profondità in corrispondenza di sovrascorrimenti o faglie dirette come materiale intensamente fratturato o alterato da tettonica.

### **UG3b – FORMAZIONE MARNOSO ARENACEA**

L'UG3b è costituita da una sequenza ordinata di strati pelitici ed arenacei (FMA2, FMA4, FMA9) con la generale prevalenza della componente marnosa ( $P/A = 3/1$ ). Il grado di alterazione risulta essere debole o assente e con frequenza delle fratture distanziata o molto distanziata ( $RQD \geq 75\%$ ). La porzione superficiale risulta alterata.

## 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 (§ 0).

### 6.1. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

#### 6.1.1. DEPOSITI DI FRANA (UG1)

Nell'UG1 è stato prelevato n. 1 campione indisturbato, nel sondaggio S10 IN, alla profondità di 4,25 m.

##### 6.1.1.1. Caratteristiche fisiche

*Peso di volume*

Peso di volume allo stato naturale  $\gamma_n = 18 \div 19 \text{ kN/m}^3$

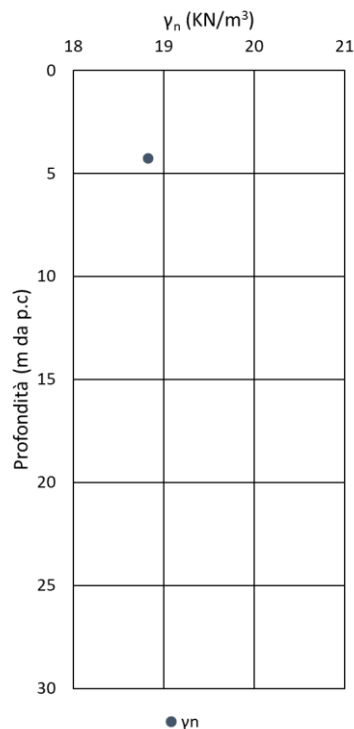


Figura 6.1 Peso di volume allo stato naturale (UG1)

*Contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg*

Contenuto d'acqua naturale	$w_n = 28\%$
Limite liquido	$w_L = 48\%$
Limite plastico	$w_P = 27\%$
Indice di plasticità	$I_P = 21\%$

PROGETTAZIONE ATI:

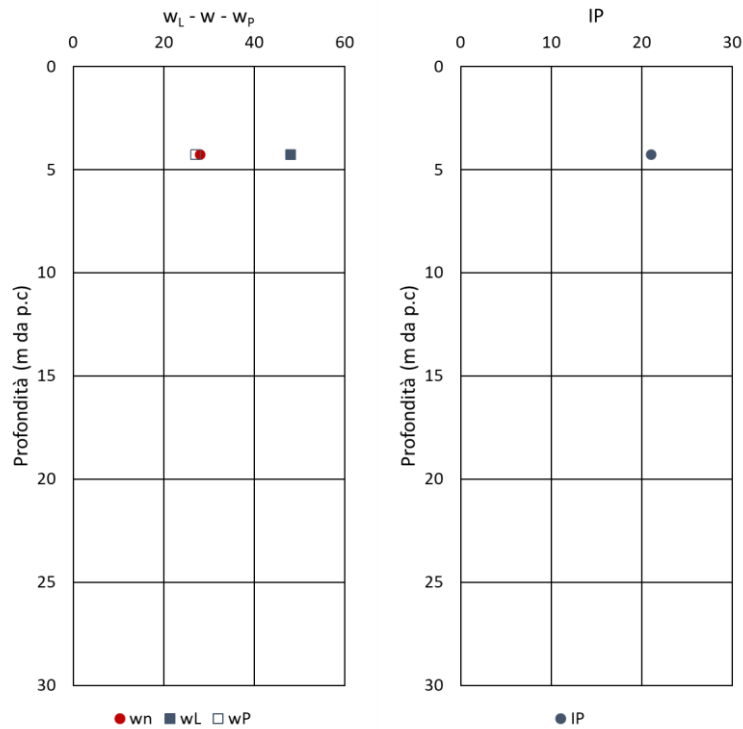


Figura 6.2 Contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg e indice di plasticità (UG1)

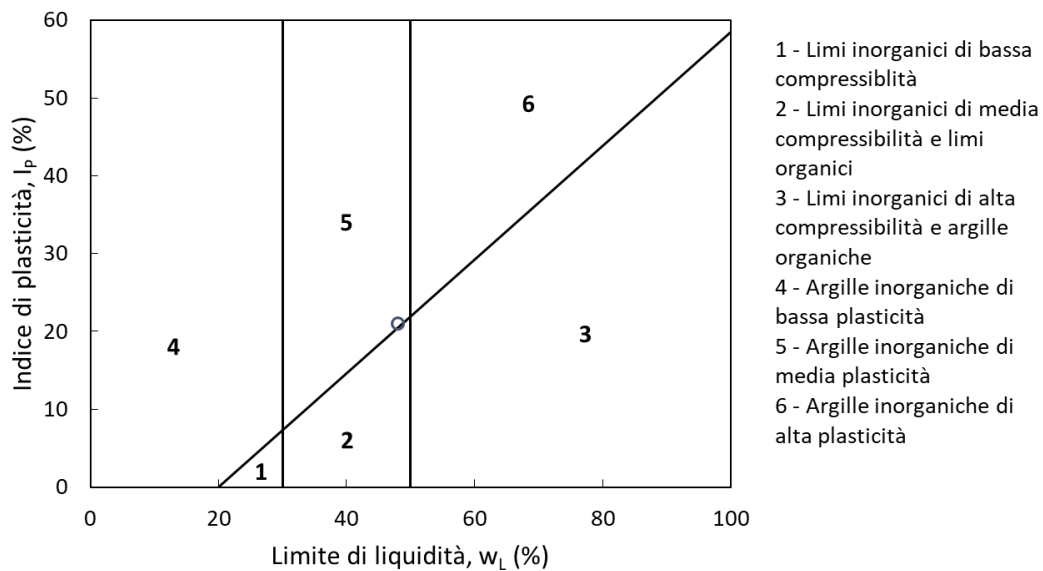


Figura 6.3 Carta di plasticità di Casagrande (UG1)

Granulometria

Ghiaia           ≈ 14%  
 Sabbia           ≈ 4%  
 Limo             ≈ 36%

PROGETTAZIONE ATI:

Argilla ≈ 46%

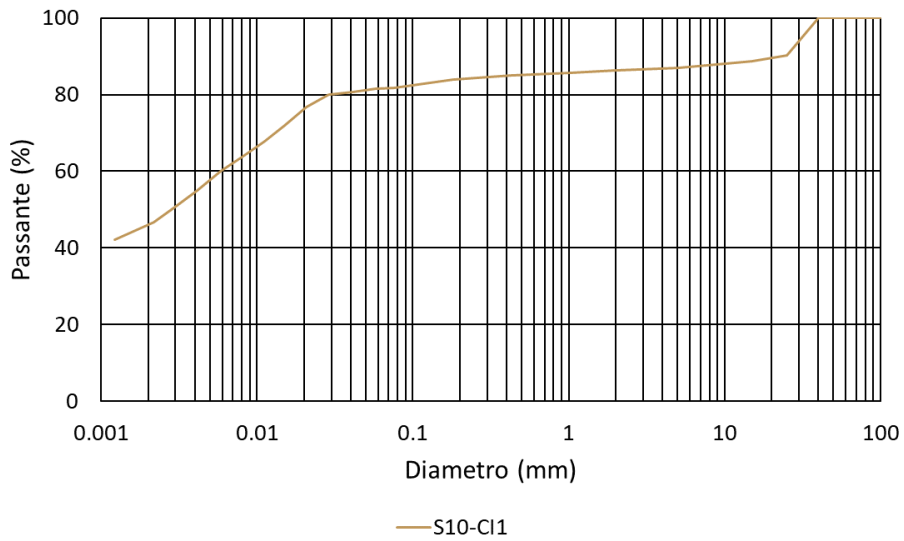


Figura 6.4 Curve granulometriche campioni (UG1)

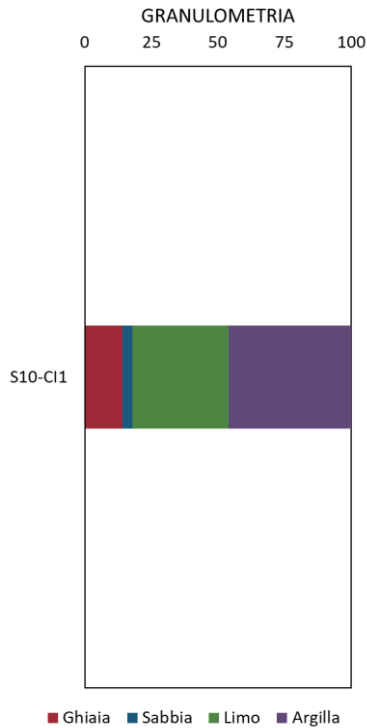


Figura 6.5 Granulometria (UG1)

### 6.1.1.1. 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 efficace e angolo di resistenza al taglio. I valori di seguito riportati sono valori di picco delle caratteristiche di resistenza. Per la determinazione dei parametri residui si rimanda alla *back analysis* illustrata nei paragrafi seguenti.

#### Prova triassiale consolidata non drenata TxCIU

Coesione efficace  $c' = 39$  kPa  
 Angolo d'attrito  $\varphi' = 27^\circ$

#### Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Angolo d'attrito  $\varphi' = 24^\circ \div 27^\circ$

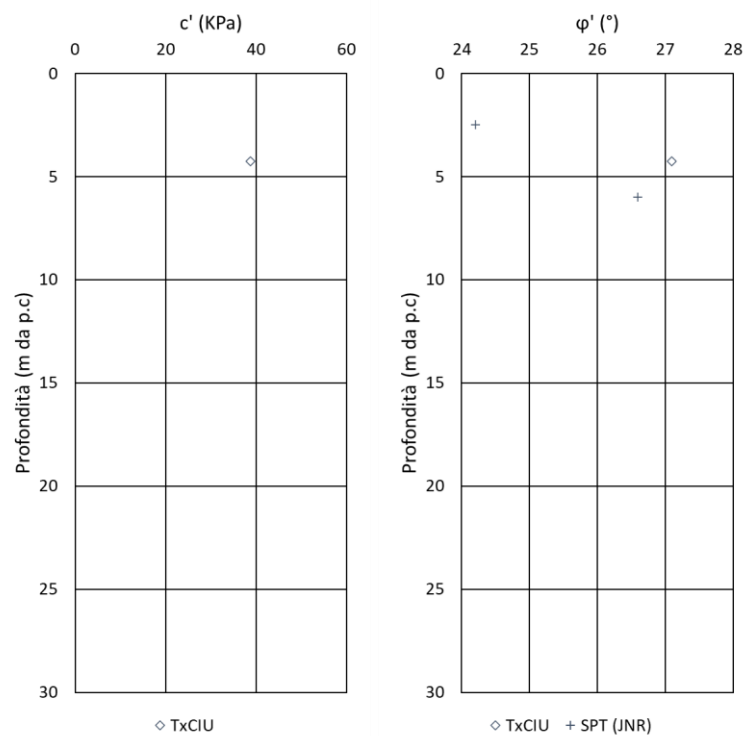


Figura 6.6 Caratteristiche meccaniche da prove in sito e laboratorio (UG1)

### 6.1.1.1. 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'Apollonia *et al.* (1970) e AASHTO (1966) (§ 0).

#### Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Modulo di Young  $E = 5 \div 26$  MPa

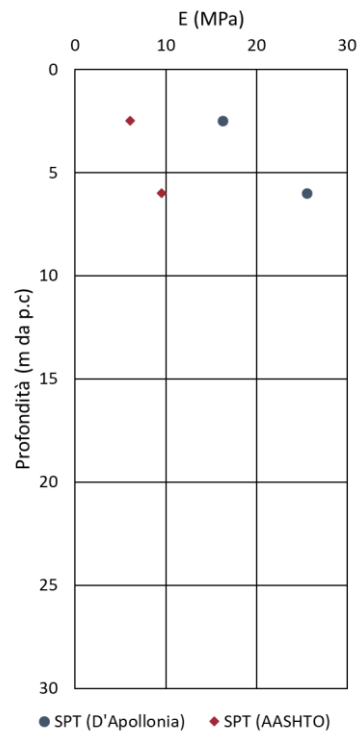


Figura 6.7 Caratteristiche di deformabilità da prove in sito (UG1)

### 6.1.2. COLTRI DETRITICHE E DEPOSITI ALLUVIONALI (UG2)

Nell'UG2 sono stati prelevati n. 10 campioni indisturbati (Q5) e 2 campioni rimaneggiati (Q2).

#### 6.1.2.1. Caratteristiche fisiche

*Peso di volume*

Peso di volume allo stato naturale  $\gamma_n = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$



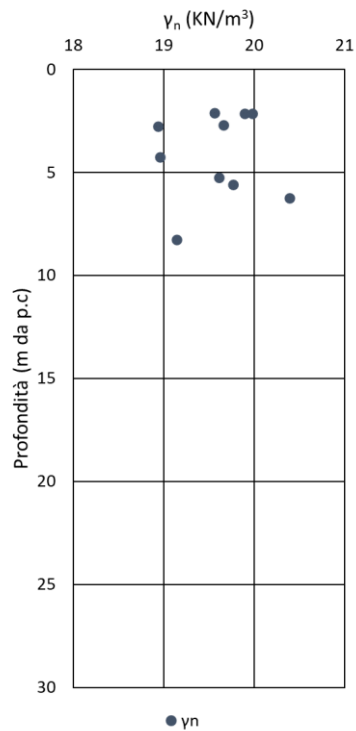


Figura 6.8 Peso di volume allo stato naturale (UG2)

*Contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg*

Contenuto d'acqua naturale	$w_n = 13 \div 24\%$
Limite liquido	$w_L = 22 \div 47\%$
Limite plastico	$w_P = 16 \div 30\%$
Indice di plasticità	$I_P = 6 \div 30\%$
Indice di consistenza	$I_C = 0,78 \div 1,06$

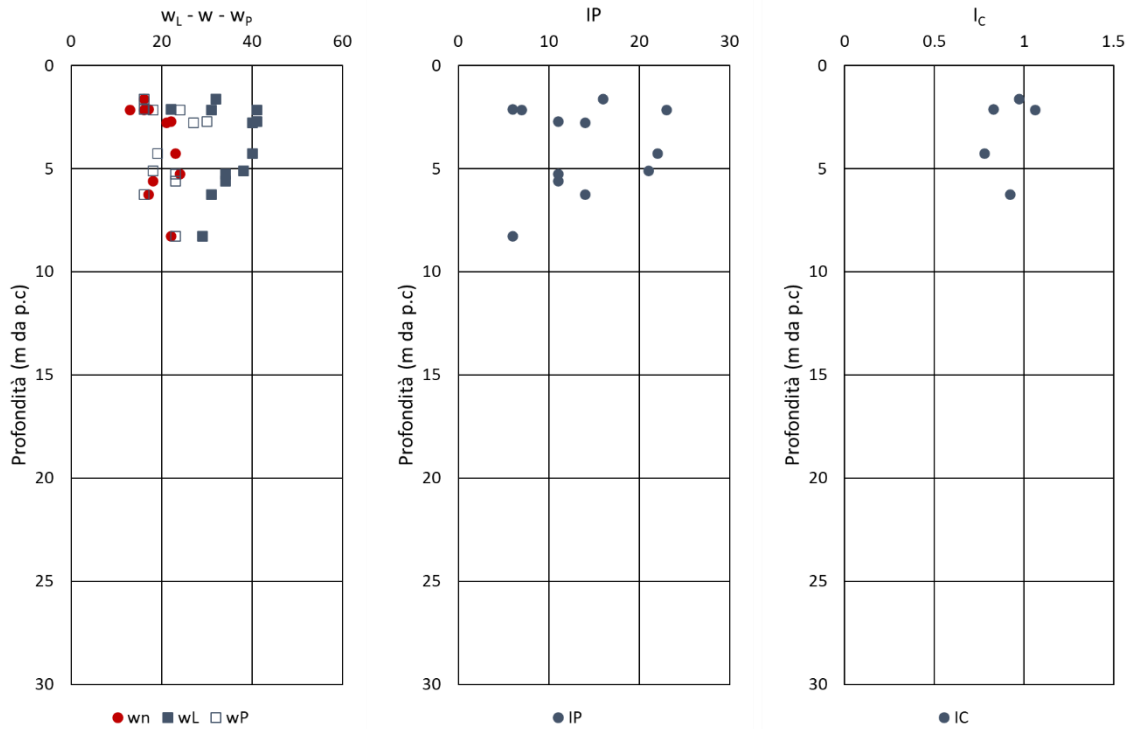


Figura 6.9 Contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg e indice di plasticità e consistenza (UG2)

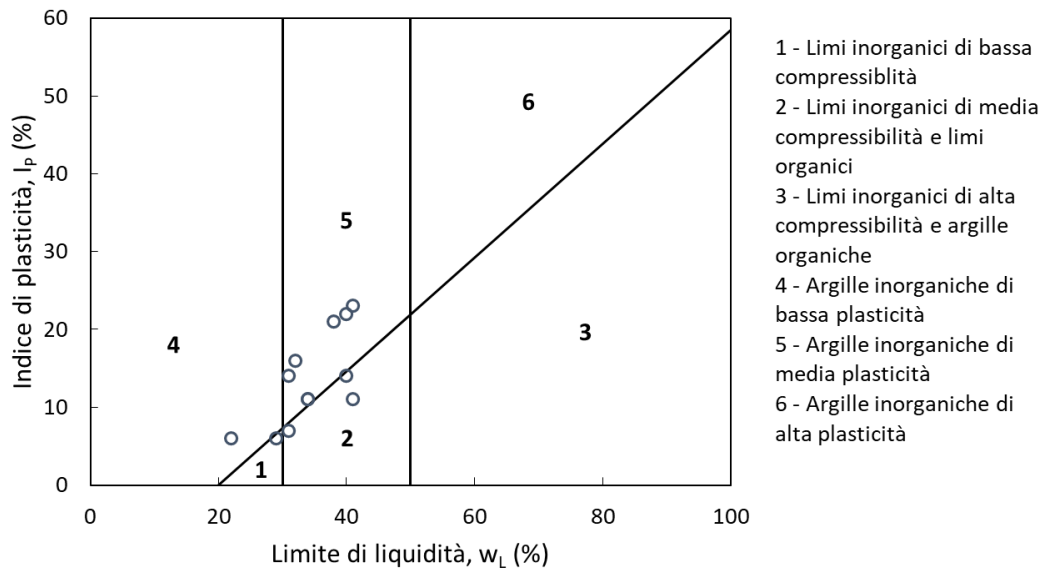


Figura 6.10 Carta di plasticità di Casagrande (UG2)

Granulometria

Ghiaia	= 0 ÷ 47%
Sabbia	= 4 ÷ 30%
Limo	= 28 ÷ 64%
Argilla	= 8 ÷ 37%

PROGETTAZIONE ATI:

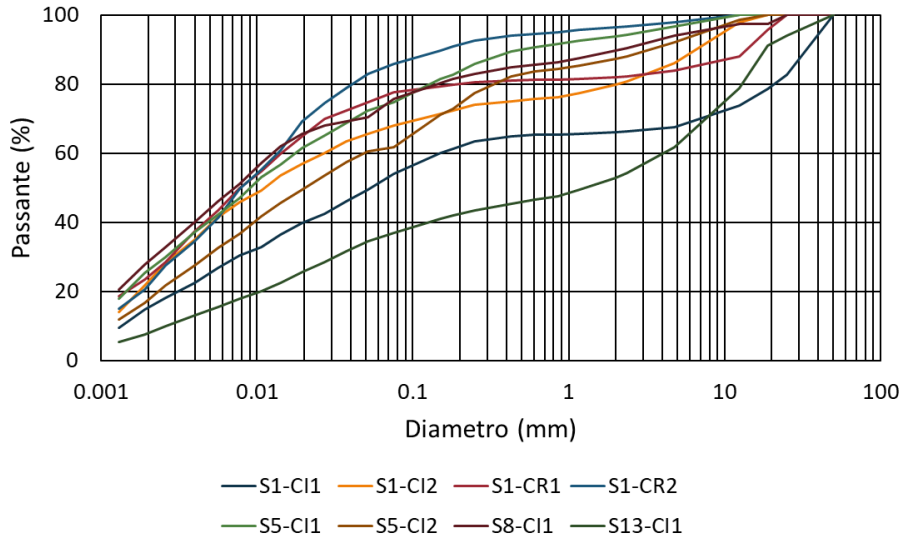


Figura 6.11 Curve granulometriche campioni (UG2)

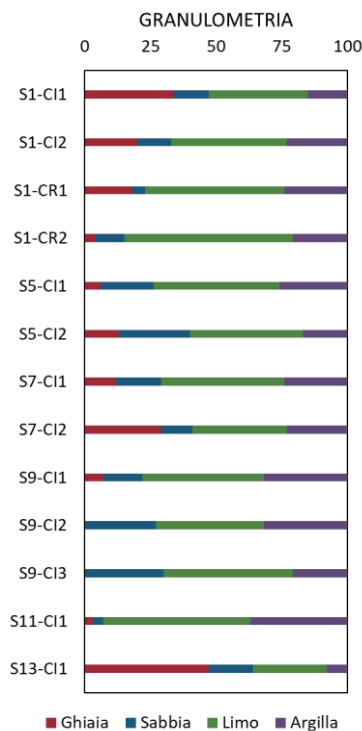


Figura 6.12 Granulometria (UG2)

### 6.1.2.2. 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 efficace e angolo di resistenza al taglio.

PROGETTAZIONE ATI:

*Prova di taglio diretto TD*

Coesione efficace  $c' = 23 \div 57$  kPa  
 Angolo d'attrito  $\varphi' = 24^\circ \div 30^\circ$

*Prova triassiale consolidata drenata TxCID*

Coesione efficace  $c' = 63$  kPa  
 Angolo d'attrito  $\varphi' = 24^\circ$

*Prova triassiale consolidata non drenata TxCIU*

Coesione efficace  $c' = 27$  kPa  
 Angolo d'attrito  $\varphi' = 36^\circ$

*Prova penetrometrica dinamica (SPT)*

Angolo d'attrito  $\varphi' = 22^\circ \div 39^\circ$

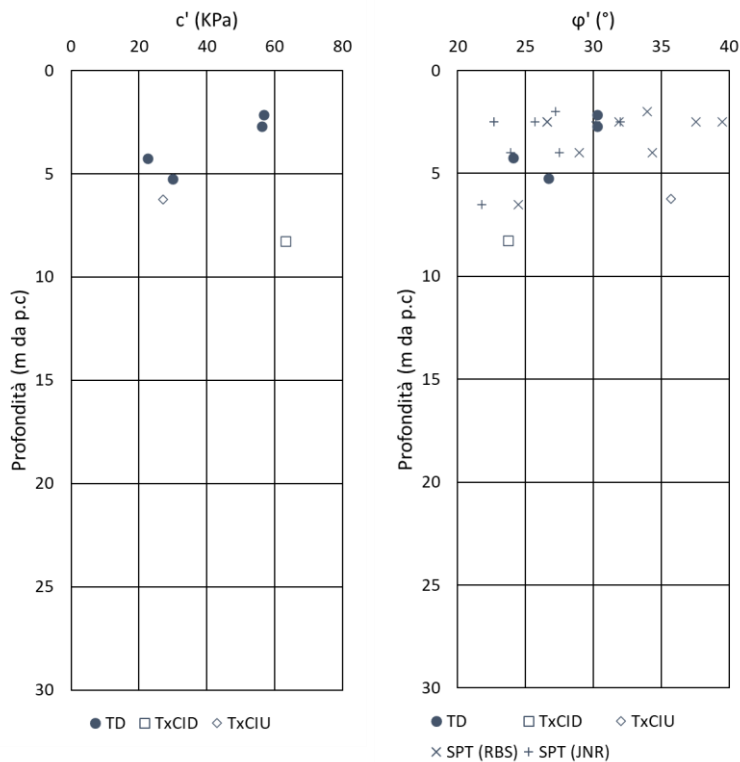


Figura 6.13 Caratteristiche meccaniche da prove in sito e laboratorio (UG2)

**6.1.2.1. Caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate**

Di seguito si riportano i risultati delle prove di laboratorio in termini di coesione non drenata.

*Prova scissometrica VST*

Coesione non drenata  $c_u = 95 \div 111$  kPa

PROGETTAZIONE ATI:

Prova di compressione con espansione laterale libera ELL

Coesione non drenata  $c_u = 49$  kPa

### 6.1.2.2. 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'Apollonia *et al.* (1970) e AASHTO (1966) (§ 0).

Prova penetrometrica dinamica (SPT)

Modulo di Young  $E = 5 \div 45$  MPa

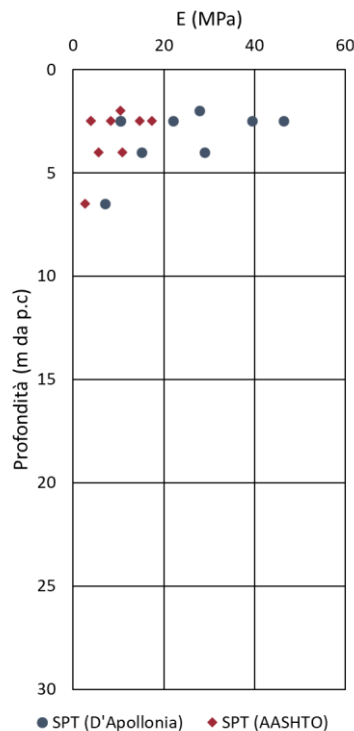


Figura 6.14 Caratteristiche di deformabilità da prove in sito (UG2)

## 6.2. CARATTERIZZAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

La caratterizzazione geomeccanica dei litotipi interessati dal progetto in esame si basa principalmente su rilievi di superficie, integrati con informazioni bibliografiche e localmente con prove di laboratorio e sondaggi. In particolare, le stazioni geomeccaniche hanno permesso una stima del GSI per gli strati superficiali ad elevata fratturazione (Hoek & Marinos, 2001). Per quanto riguarda le strutture flyschoidi più competenti si è proceduto, partendo dalla caratterizzazione degli ammassi meno competenti, ad un aumento del GSI.

Per la stima della resistenza a compressione della roccia intatta si è fatto riferimento alle prove di compressione monoassiale e alle prove di resistenza a carico puntuale (PLT), i cui risultati sono riportati nella Figura 6.15.

PROGETTAZIONE ATI:

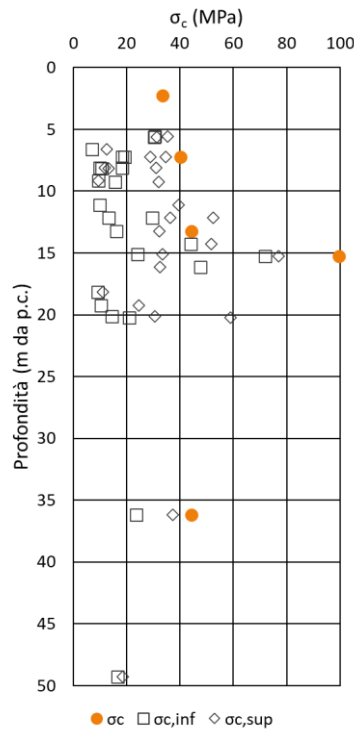


Figura 6.15 Risultati delle prove di compressione monoassiale (UCS) e stima della resistenza a compressione mediante prove di resistenza a carico puntuale (PLT)

### 6.2.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Le proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso dipendono sia dalle caratteristiche del materiale roccioso intatto sia dalle discontinuità presenti. Per la stima delle proprietà dell'ammasso roccioso è possibile fare riferimento all'indice GSI per rocce flyschoidi (Marinos & Hoek, 2000).

La resistenza dell'ammasso roccioso può essere espressa in termini di sollecitazioni principali efficaci  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  mediante il criterio non lineare di Hoek e Brown, 1980:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left( m \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

dove  $\sigma_c$  indica la resistenza a compressione monoassiale del materiale roccioso valutata mediante prove di laboratorio su campioni di roccia intatta, o in assenza di prove dirette, da indicazioni reperibili in letteratura (Hoek, 1983; Hoek *et al.*, 1992).

Le costanti  $m$  e  $s$  sono parametri che caratterizzano l'ammasso roccioso e possono essere ricavati in funzione del GSI (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002) rispettivamente a partire dai loro omologhi  $m_i$  e  $s_i$  ( $= 1$ ) che caratterizzano il materiale roccioso:

$$m = m_i e^{\left( \frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad s = s_i e^{\left( \frac{GSI-100}{9-3D} \right)}$$

dove  $m_i$  è una costante che caratterizza il materiale roccioso, determinata mediante prove triassiali di laboratorio su roccia o stimata dai dati di letteratura e  $D$  è un fattore variabile tra 0 e 1 che dipende

PROGETTAZIONE ATI:

dal grado di disturbo dovuto alle operazioni di scavo e al detensionamento dell'ammasso roccioso (0 per ammasso indisturbato e 1 per ammasso molto disturbato).

L'esponente  $a$  è dato dalla relazione (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002):

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

Il modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso è stato valutato mediante la seguente equazione (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002):

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

Tabella 6-1 Caratteristiche di resistenza e deformabilità delle unità rocciose

		Form. marnoso arenacea alterata (UG3a)	Form. marnoso arenacea (UG3b)
Peso di volume $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		26	26
Classificazione Hoek-Brown	$\sigma_c$ (MPa)	10 ÷ 20	20 ÷ 50
	GSI	40 ÷ 45	45 ÷ 55
	$m_i$	7	7
	D	1	1
Criterio Hoek-Brown	m	0,115	0,197
	s	0,0001	0,0002
	a	0,510	0,506
Criterio Mohr-Coulomb	$c'$ (kPa)	30 ÷ 50	50 ÷ 200
	$\varphi'$ (°)	32 ÷ 40	40 ÷ 45
Modulo elastico E (GPa)		0,90 ÷ 1,70	1,70 ÷ 4,00
Coeff. di Poisson $\nu$		0,25	0,25

### 6.3. PARAMETRI CARATTERISTICI

Con riferimento ai terreni e alle rocce 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.

I valori caratteristici per le singole unità geotecniche sono riassunti nella Tabella 6-2 e nel profilo geotecnico (*codice elaborato T00GE00GETFG01*).

Tabella 6-2 Sintesi parametri caratteristici

Unità geotecnica	Descrizione	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c_u$ (kPa)	E (MPa)
UG1	Frana	18 ÷ 19	0 <sup>(*)</sup>	25 ÷ 27 <sup>(*)</sup>	-	5 ÷ 10
UG2	Coltri detritiche e depositi alluvionali	19 ÷ 20	20 ÷ 40	24 ÷ 28	90 ÷ 120	10 ÷ 50
UG3a	Form. marnoso arenacea alterata	26	30 ÷ 50	32 ÷ 40	-	900 ÷ 1700
UG3b	Form. marnoso arenacea	26	50 ÷ 200	40 ÷ 45	-	1700 ÷ 4000

(\*) Parametro in condizioni residue



## 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 5 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 variabile 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.

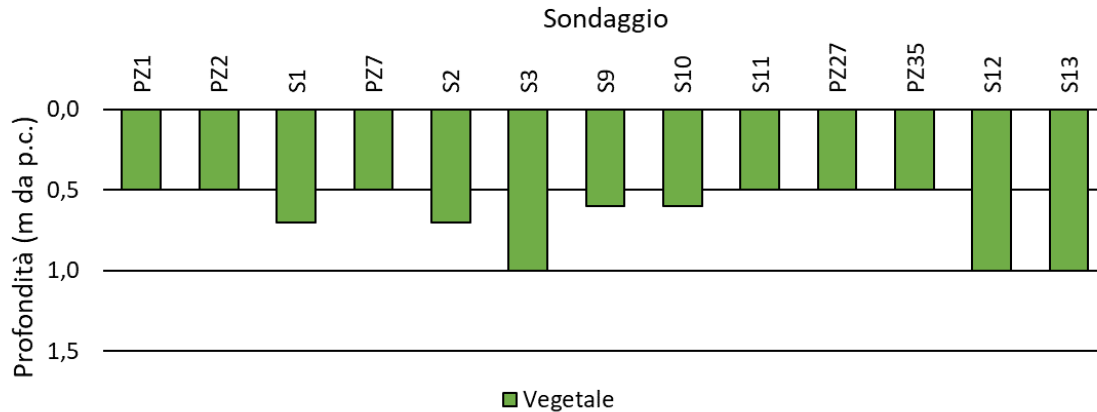
Nel corso delle indagini sono stati eseguiti n. 7 pozzetti stratigrafici e n.14 prove di carico su piastra (rispettivamente a 0,50 m e 1,00 m di profondità).

Dall'analisi dei risultati delle prove si osserva che per n. 1 prova su n. 14 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 inferiore al valore 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)
PZ01-1	0,50	A6	21
PZ01-2	1,00	A6	28
PZ02-1	0,50	A6	24
PZ02-2	1,00	A6	25
PZ03-1	0,50	A2-4	29
PZ03-2	1,00	A1-b	43
PZ07-1	0,50	A7-6	23
PZ07-2	1,00	A7-6	26
PZ27-1	0,50	A6	21
PZ27-2	1,00	A6	43
PZ35-1	0,50	A7-6	19
PZ35-2	1,00	-	36
PZ42-1	0,50	A6	20
PZ42-2	1,00	A6	30

Di seguito si riportano graficamente gli spessori della coltre vegetale acquisiti durante la campagna di indagini del progetto definitivo.



**Figura 7.1 Spessore della coltre vegetale (S = sondaggio geognostico, PZ = pozzetto esplorativo)**

Nei tratti in rilevato, noto lo spessore della coltre vegetale (Figura 7.1) e i risultati delle prove di carico su piastra (Tabella 7-1), si prevede un intervento di bonifica con sostituzione del terreno per uno spessore pari a quello riportato nella Tabella 7-2.

**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)
0+000,00	0+350,00	PZ1	21 (0,50 m)	A6	0,50	0,20	0,30
		PZ2	24 (0,50 m)	A6	0,50		
0+350,00	1+025,00	S1	-	-	0,70	0,20	0,80
		P7	23 (0,50 m)	A7-6	0,50		
1+160,30	1+326,82	S2	-	-	0,70	0,20	0,80
		S3	-	-	1,00		
1+597,78	1+714,13	-	-	-	-	0,20	0,80
2+580,34	4+108,55	S9	-	-	0,60	0,20	0,80
		S10	-	-	0,60		
		S11	-	-	0,50		
		P27	21 (0,50 m)	A6	0,50		
		P35	19 (0,50 m)	A7-6	0,50		
		S12	-	-	1,00		
		S13	-	-	1,00		

## 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 32 (progressiva 0+775,00)

Si riporta nel seguito il calcolo dei cedimenti del rilevato in corrispondenza della sezione 32.

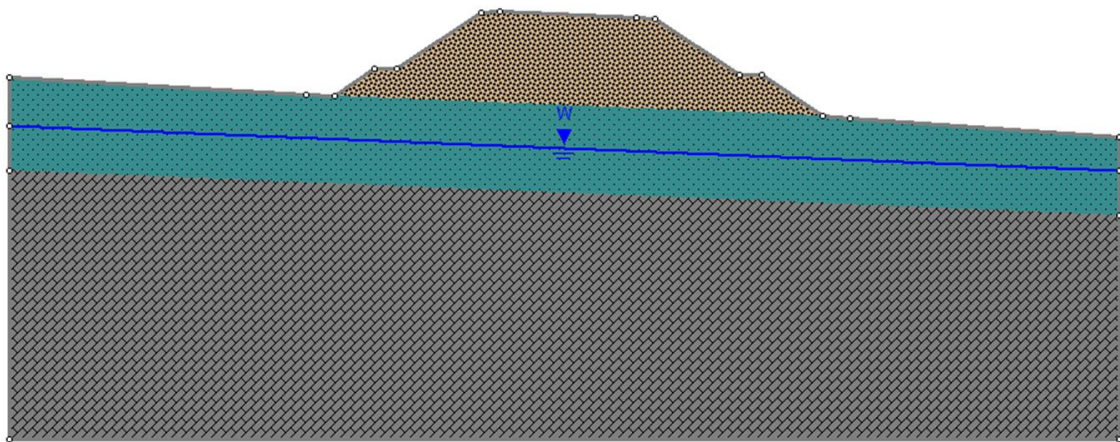


Figura 7.2 Sezione in rilevato (progressiva 0+775,00)

#### CARATTERISTICHE DEL RILEVATO

Altezza del rilevato	$h = 8,00 \text{ m}$
Larghezza scarpata sinistra	$a = 12,00 \text{ m}$
Larghezza scarpata destra	$a' = 12,00 \text{ m}$
Larghezza coronamento del rilevato	$b = 15,00 \text{ m}$
Peso unità di volume del rilevato	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

Strato (n)	Unità geotecnica	Spessore (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi'$ (°)	E (MPa)	$\nu$ (-)
1	UG2 - Coltri detritiche e depositi alluvionali	8,00	19,00	26,0	30	0,30
2	UG3b - Form. marnoso arenacea	22,00	26,00	40,0	1700	0,25

PROGETTAZIONE ATI:

**RISULTATI**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>x (m)</b>	0,00	6,00	12,00	15,75	19,50	23,25	27,00	33,00	39,00
<b>δ (cm)</b>	0,04	1,35	2,66	2,85	2,87	2,85	2,66	1,35	0,04

Il cedimento massimo, valutato in mezzzeria, risulta pari a 2,87 cm. Tale valore, essendo inferiore a 5 cm, risulta compatibile con l’opera prevista. Sebbene il cedimento massimo valutato risulti inferiore al valore ammissibile, si riporta di seguito il calcolo del cedimento residuo e del tempo di consolidazione con riferimento alla durata complessiva dei lavori.

Per prevedere l’andamento del cedimento nel tempo, viene utilizzata la teoria della consolidazione (Terzaghi, 1923), con la quale noto il cedimento totale  $\delta_{tot}$ , 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 al quale si sta valutando, 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):

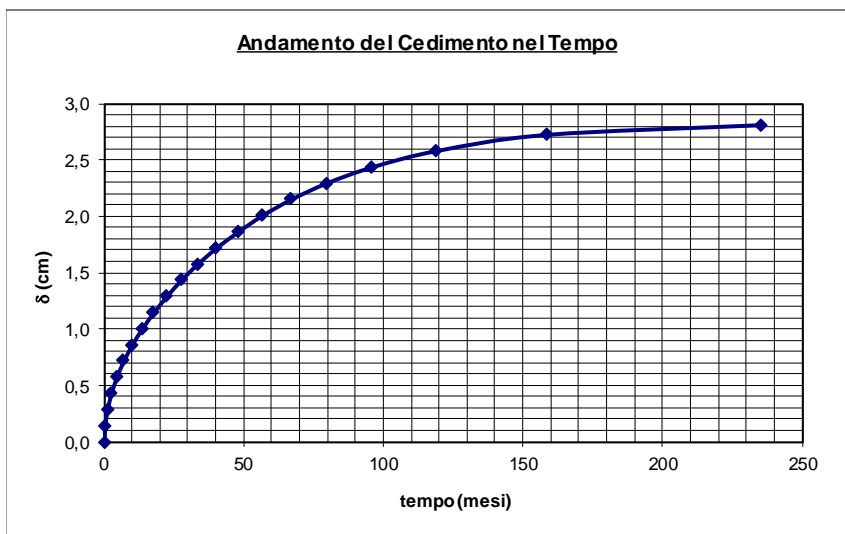
$$T_v = (\pi/4) \cdot U_m^2 / (1 - (U_m^{5,6})^{0,357})$$

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

**DECORSO DEI CEDIMENTI DI CONSOLIDAZIONE**

Cedimento massimo	$\delta_{max} = 2,87$ cm
Massimo percorso di drenaggio	H = 8,00 m
Coeff. di consolidazione	$c_v = 1,76E-07$ m <sup>2</sup> /s

Il coefficiente di consolidazione è stato valutato dai risultati della prova edometrica effettuata sul campione CI1 sondaggio S5-PZ, mediante il metodo di Casagrande.



t = 30 mesi                       $U_m = 51,9 \%$                        $\delta_t = 1,49 \text{ cm}$

Il cedimento residuo  $\delta_r = \delta_{tot} - \delta_t = (2,87 - 1,49) \text{ cm} = 1,38 \text{ cm}$ .

**Sezione 84 (progressiva 3+150,00)**

Si riporta nel seguito il calcolo dei cedimenti del rilevato in corrispondenza della sezione 84.

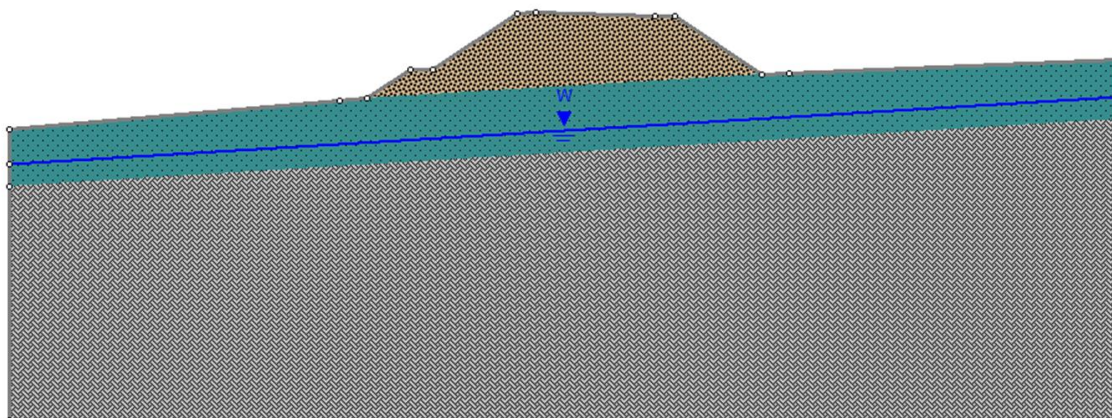


Figura 7.3 Sezione in rilevato (progressiva 3+150,00)

**CARATTERISTICHE DEL RILEVATO**

Altezza del rilevato	$h = 6,50 \text{ m}$
Larghezza scarpata sinistra	$a = 9,75 \text{ m}$
Larghezza scarpata destra	$a' = 9,75 \text{ m}$
Larghezza coronamento del rilevato	$b = 14,50 \text{ m}$

PROGETTAZIONE ATI:



Peso unità di volume del rilevato

$$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$$

**CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO**

Strato (n)	Unità geotecnica	Spessore (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$\nu$ (-)
1	UG2 - Coltri detritiche e depositi alluvionali	6,00	19,00	26,0	30	0,30
2	UG3b - Form. marnoso arenacea alterata	22,00	26,00	36,0	900	0,25

**RISULTATI**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>x (m)</b>	0,00	4,88	9,75	13,38	17,00	20,63	24,25	29,13	34,00
<b><math>\delta</math> (cm)</b>	0,06	0,89	1,72	1,85	1,86	1,85	1,72	0,89	0,06

Il cedimento massimo, valutato in mezzeria, risulta pari a 1,86 cm. Tale valore, essendo inferiore a 5 cm, risulta compatibile con l'opera prevista. Sebbene il cedimento massimo valutato risulti inferiore al valore ammissibile, si riporta di seguito il calcolo del cedimento residuo e del tempo di consolidazione con riferimento alla durata complessiva dei lavori.

Per prevedere l'andamento del cedimento nel tempo, viene utilizzata la teoria della consolidazione (Terzaghi, 1923), con la quale noto il cedimento totale  $\delta_{tot}$ , 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 al quale si sta valutando, 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**

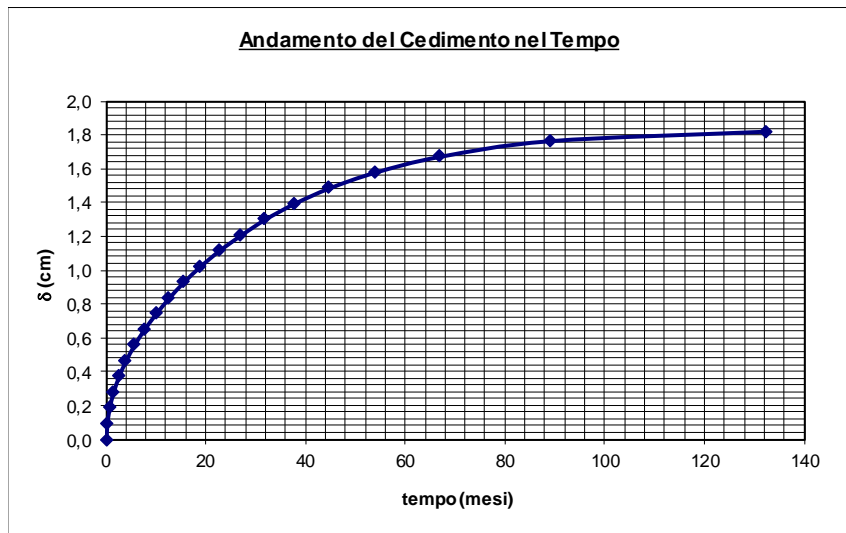
Cedimento massimo

$$\delta_{max} = 1,86 \text{ cm}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Massimo percorso di drenaggio  $H = 6,00 \text{ m}$   
 Coeff. di consolidazione  $c_v = 1,76E-07 \text{ m}^2/\text{s}$

Il coefficiente di consolidazione è stato valutato dai risultati della prova edometrica effettuata sul campione CI1 sondaggio S5-PZ, mediante il metodo di Casagrande.



$t = 30 \text{ mesi}$                        $U_m = 68,1 \%$                        $\delta_t = 1,27 \text{ cm}$

Il cedimento residuo  $\delta_r = \delta_{tot} - \delta_t = (1,86 - 1,27) \text{ cm} = 0,59 \text{ cm}$ .

### 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:

PROGETTAZIONE ATI:

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

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

dove

- $\beta_s$  = 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  $\beta_s$  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

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

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

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Rilevato stradale	20,00	0	35

### 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 32 (progressiva 0+775,00)

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

#### PARAMETRI SISMICI

PROGETTAZIONE ATI:

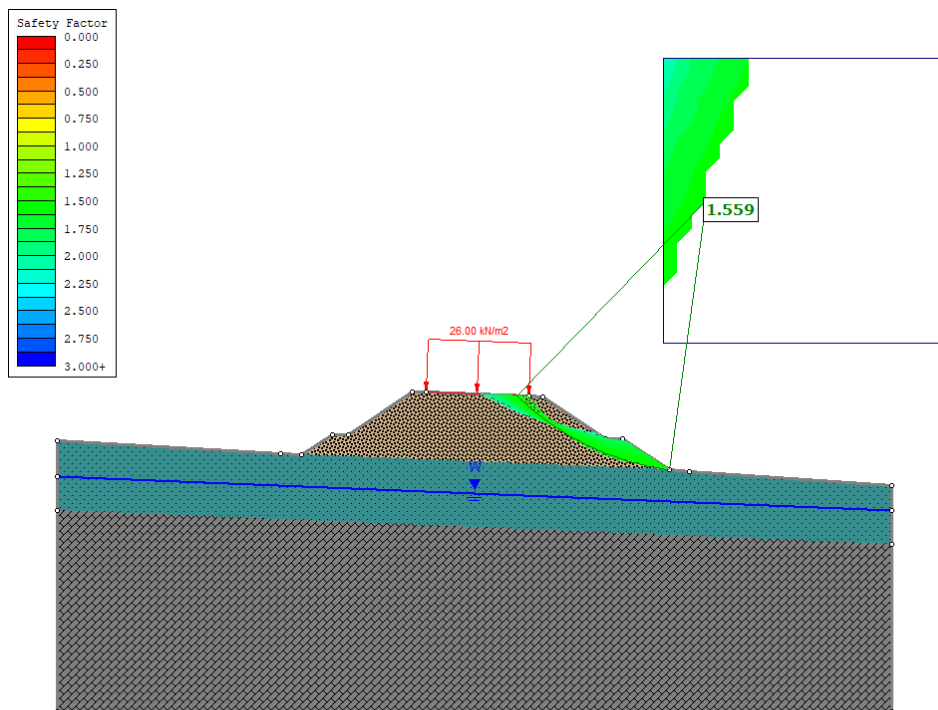


Categoria sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T1  
 Periodo di riferimento: 100 anni  
 Coefficiente  $C_U$ : 2

	<b>Probabilità di superamento (%)</b>	<b><math>T_R</math> (anni)</b>	<b><math>a_g</math> (g)</b>	<b><math>F_o</math> (-)</b>	<b><math>T_c^*</math> (s)</b>
SLV	10	949	0,250	2,511	0,320

**COEFFICIENTI SISMICI RILEVATI**

	<b><math>S_s</math> (-)</b>	<b><math>C_c</math> (-)</b>	<b><math>S_T</math> (-)</b>	<b><math>k_h</math> (-)</b>	<b><math>k_v</math> (-)</b>	<b><math>a_{max}</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\beta_s</math> (s)</b>
SLV	1,150	1,380	1,000	0,109	0,055	2,821	0,380



**Figura 7.4 Verifica di stabilità locale in condizioni statiche (FS = 1,559)**

PROGETTAZIONE ATI:

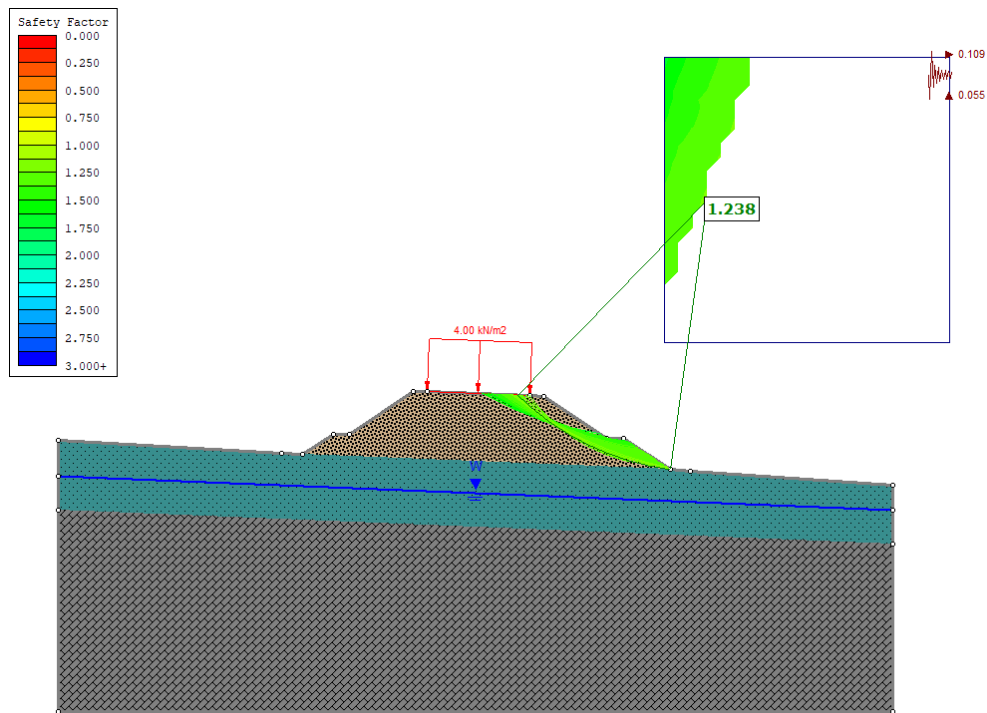


Figura 7.5 Verifica di stabilità locale in condizioni dinamiche (FS = 1,238)

Le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte.

### Sezione 84 (progressiva 3+150,00)

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

#### PARAMETRI SISMICI

Categoria sottosuolo: E  
 Categoria topografica: T1  
 Periodo di riferimento: 100 anni  
 Coefficiente  $C_u$ : 2

	Probabilità di superamento (%)	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$ (-)	$T_c^*$ (s)
SLV	10	949	0,250	2,511	0,320

#### COEFFICIENTI SISMICI RILEVATI

	$S_s$ (-)	$C_c$ (-)	$S_T$ (-)	$k_h$ (-)	$k_v$ (-)	$a_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\beta_s$ (s)
SLV	1,310	1,810	1,000	0,125	0,062	3,214	0,380

PROGETTAZIONE ATI:

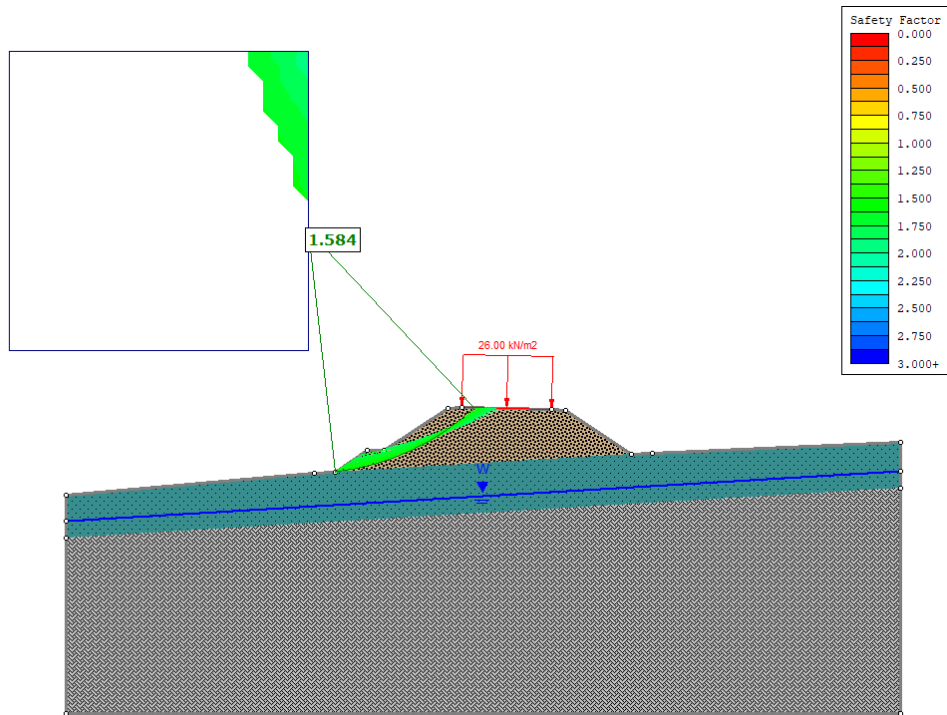


Figura 7.6 Verifica di stabilità locale in condizioni statiche (FS = 1,584)

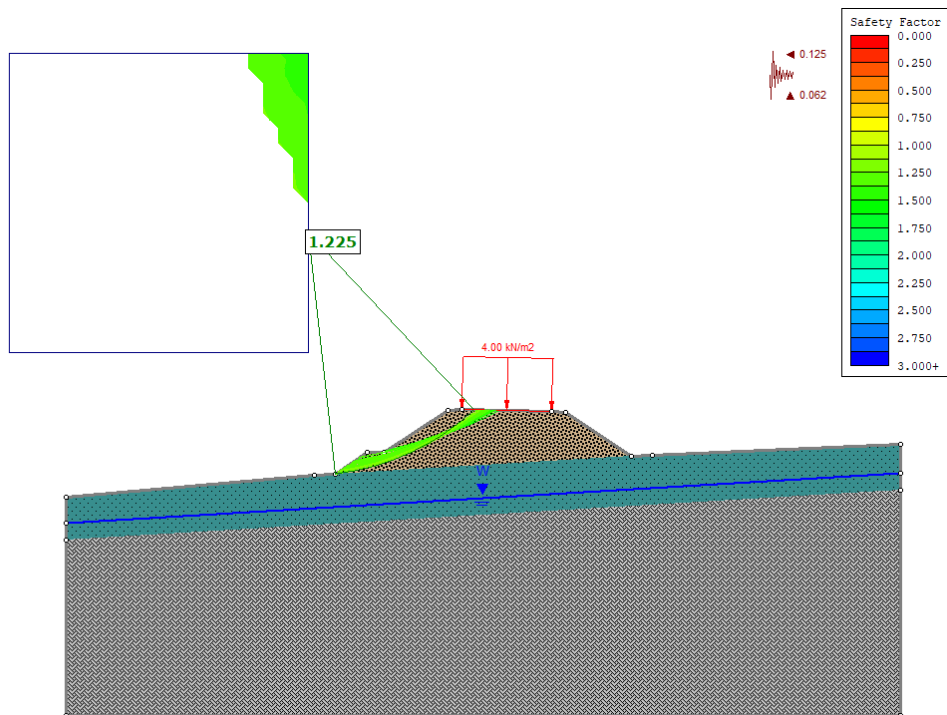


Figura 7.7 Verifica di stabilità locale in condizioni dinamiche (FS = 1,225)

Le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

### 7.1.3.1. 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 32 (progressiva 0+775,00)

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: 100 anni  
 Coefficiente  $C_U$ : 2

	Probabilità di superamento (%)	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$ (-)	$T_c^*$ (s)
SLV	10	949	0,250	2,511	0,320

#### COEFFICIENTI SISMICI RILEVATI

	$S_s$ (-)	$C_c$ (-)	$S_T$ (-)	$k_h$ (-)	$k_v$ (-)	$a_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\beta_s$ (s)
SLV	1,150	1,380	1,000	0,109	0,055	2,821	0,380

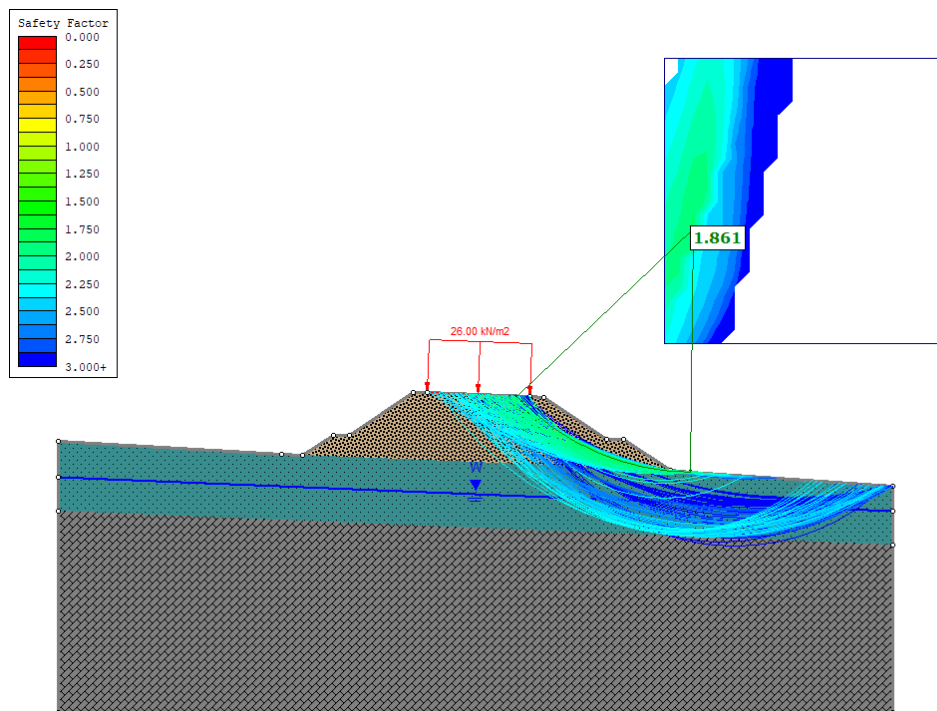


Figura 7.8 Verifica di stabilità globale in condizioni statiche (FS = 1,861)

PROGETTAZIONE ATI:

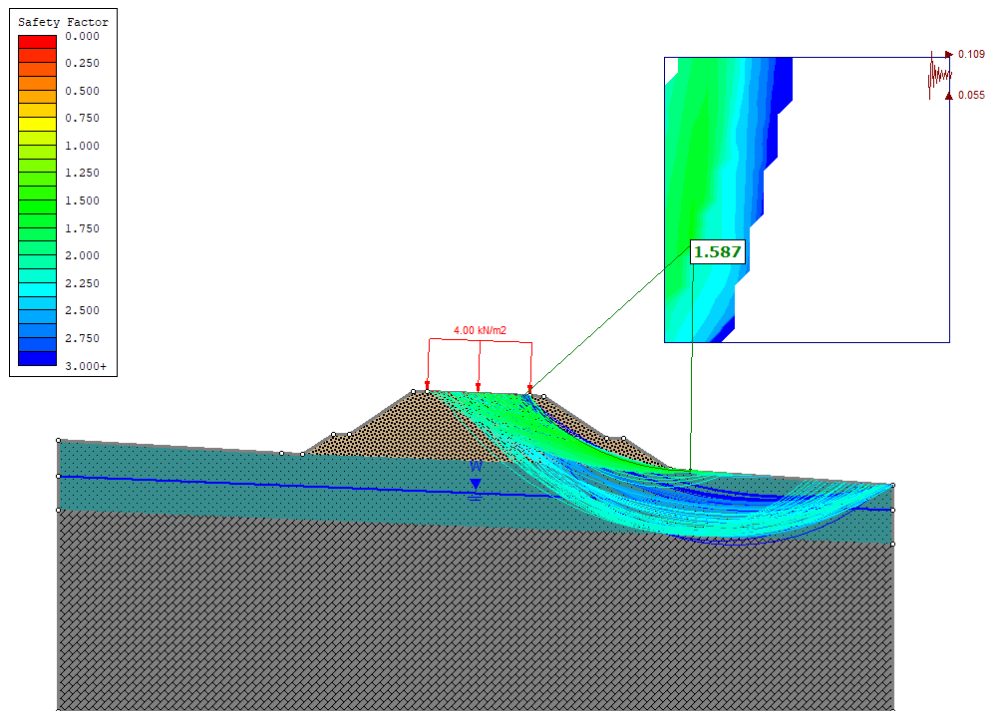


Figura 7.9 Verifica di stabilità globale in condizioni dinamiche (FS = 1,587)

Le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte.

### Sezione 84 (progressiva 3+150,00)

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

#### PARAMETRI SISMICI

Categoria sottosuolo: E  
 Categoria topografica: T1  
 Periodo di riferimento: 100 anni  
 Coefficiente  $C_u$ : 2

	Probabilità di superamento (%)	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$ (-)	$T_c^*$ (s)
SLV	10	949	0,250	2,511	0,320

#### COEFFICIENTI SISMICI RILEVATI

	$S_s$ (-)	$C_c$ (-)	$S_T$ (-)	$k_h$ (-)	$k_v$ (-)	$a_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\beta_s$ (s)
SLV	1,310	1,810	1,000	0,125	0,062	3,214	0,380

PROGETTAZIONE ATI:



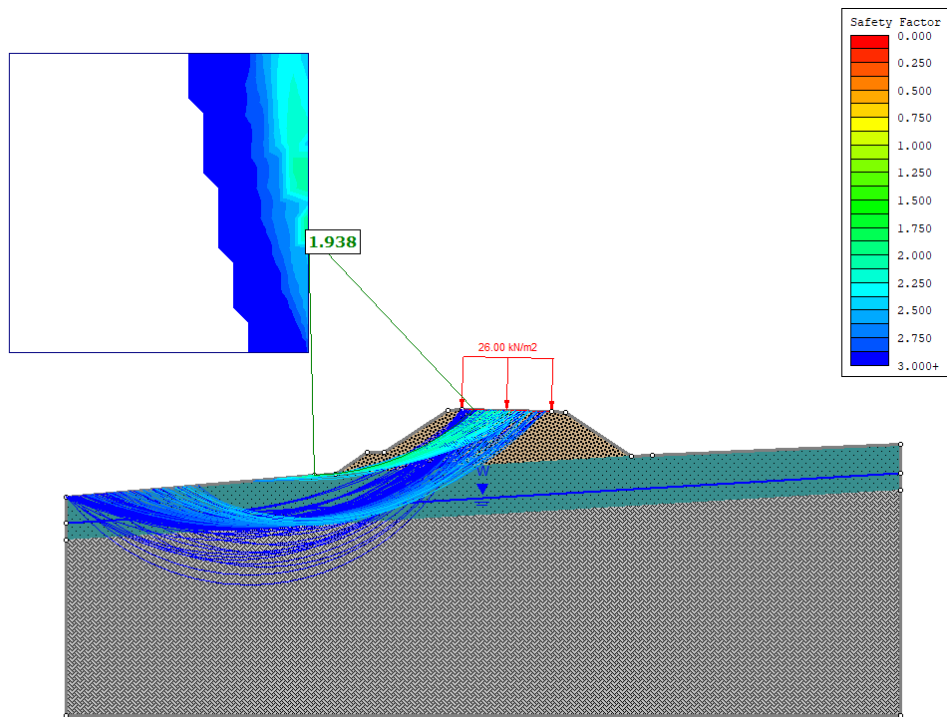


Figura 7.10 Verifica di stabilità globale in condizioni statiche (FS = 1,938)

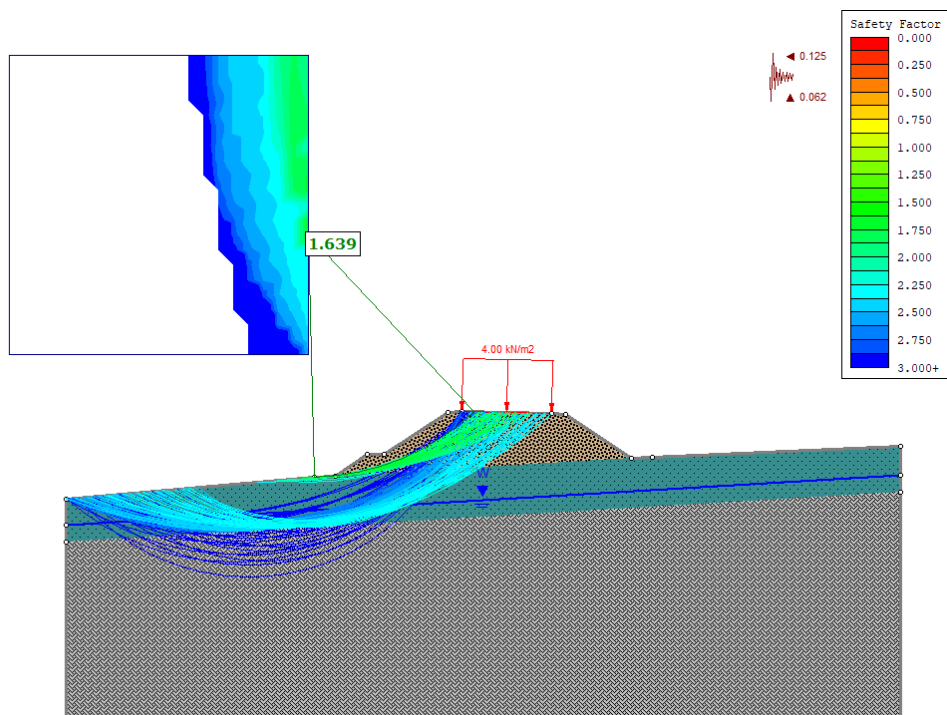


Figura 7.11 Verifica di stabilità globale in condizioni dinamiche (FS = 1,639)

Le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

## 7.2. TRINCEE E SCAVI PROVVISORIALI

### 7.2.1. TRINCEE

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

Le trincee stradali sono realizzate con scarpate di pendenza 3/2 e banche di 2 m ogni 5 m di altezza.

#### Sezione 19 (progressiva 0+450,00)

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: 100 anni  
 Coefficiente  $C_u$ : 2

	Probabilità di superamento (%)	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$ (-)	$T_c^*$ (s)
SLV	10	949	0,250	2,511	0,320

#### COEFFICIENTI SISMICI RILEVATI

	$S_s$ (-)	$C_c$ (-)	$S_T$ (-)	$k_h$ (-)	$k_v$ (-)	$a_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\beta_s$ (s)
SLV	1,150	1,380	1,000	0,109	0,055	2,821	0,380

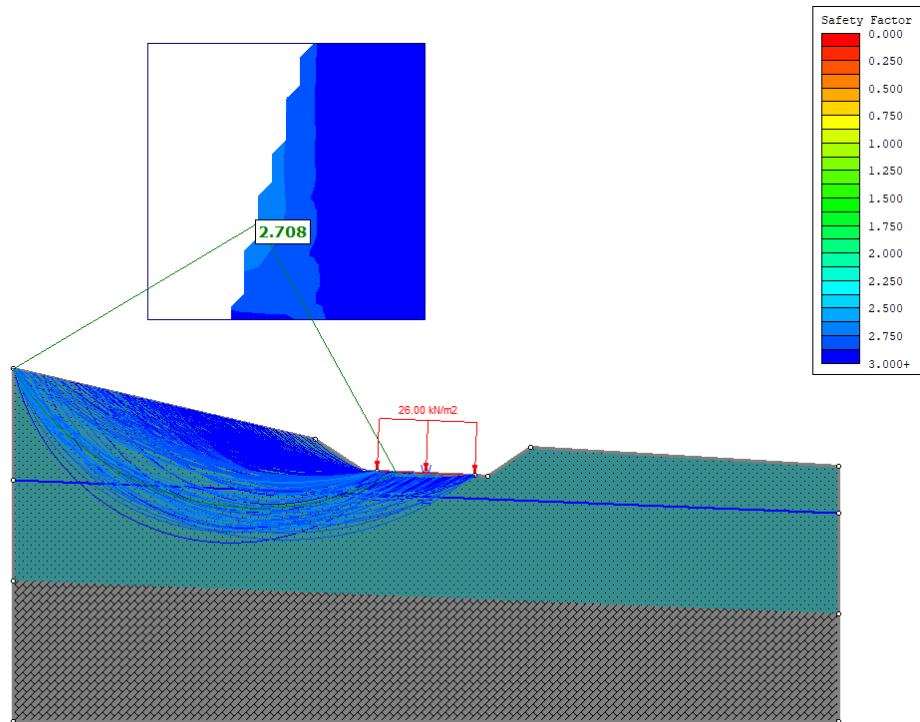


Figura 7.12 Verifica di stabilità globale in condizioni statiche (FS = 2,708)

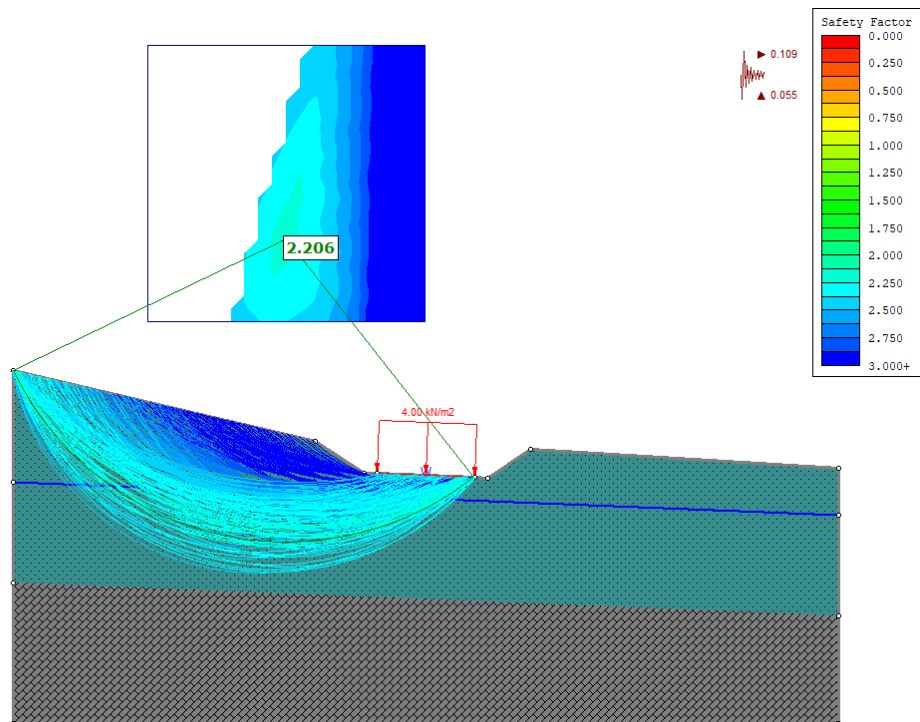


Figura 7.13 Verifica di stabilità globale in condizioni dinamiche (FS = 2,206)

Le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:



### 7.2.2. SCAVI PROVVISORIALI

Nei successivi paragrafi sono riportate le analisi effettuate per la valutazione della stabilità degli scavi provvisoriali per la realizzazione delle opere, 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 provvisoriali 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 8 m per l'unità geotecnica UG2, che presenta caratteristiche di resistenza inferiori rispetto alla formazione marnoso arenacea. Si ritiene pertanto valido il risultato anche per le unità geotecniche UG3a e UG3b.

#### Scavo provvisoriale (UG2 - $H_{max} = 8$ m)

Per le coltri detritiche e i depositi alluvionali (UG2) si considera un'altezza di scavo massima pari a 8 m.

Si riporta nel seguito la verifica di stabilità globale.

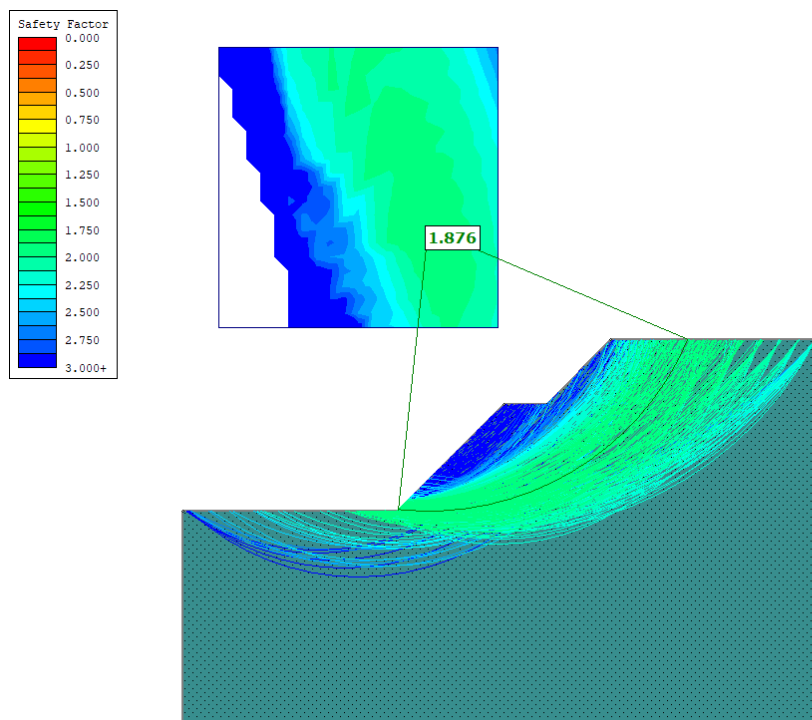


Figura 7.14 Verifica di stabilità globale in condizioni statiche (FS = 1,876)

### 7.3. STABILITÀ DEI VERSANTI

Il tracciato in esame attraversa tre aree in cui sono state individuate problematiche gravitative: una di queste (denominata CO2) è presente all'interno del PAI, mentre le altre due (denominate CO1 e CR1) risultano di piccola entità, ma presentano comunque un impatto progettuale in quanto localizzate in corrispondenza rispettivamente di due imbocchi delle gallerie.

#### Crollo CR1

PROGETTAZIONE ATI:

Nell'area dell'imbocco Ovest della Galleria Mercatello 1 (progressiva 1+530,00), in fase di rilievo geologico di dettaglio è stata individuata un'area con blocchi di arenaria instabili. L'instabilità è generata da fenomeni di erosione differenziale legata strettamente alla natura del substrato, che favorisce l'isolamento di blocchi arenacei per lo scalzamento dovuto all'erosione della porzione pelitica.

### **Frana complessa CO1**

Nell'area dell'imbocco Est della Galleria Mercatello 2 (progressiva 2+500,00) in fase di rilievo geologico di dettaglio è stato individuato un fenomeno gravitativo attivo. In particolare, si tratta di un'area ad alta pendenza caratterizzata da alti tassi erosivi che può attivarsi come colamento, richiamando materiali dalle porzioni a monte del versante. L'erosione, spinta dal versante, porta all'instabilità del substrato affiorante nell'area di intensa erosione e alla caduta di blocchi di arenaria, testimoniata dai depositi a valle del fenomeno gravitativo.

### **Frana complessa CO2**

Nell'area compresa tra le progressive 2+850,00 e 3+150,00 il tracciato intercetta un fenomeno gravitativo attivo, presente nelle cartografie PAI e categorizzato come colamento quiescente con livello di pericolosità P2 (media) e rischio R1 (moderato). Il monitoraggio inclinometrico non rileva movimenti significativi, ma dal rilievo di campo si è potuto appurare che almeno superficialmente il fenomeno risulta attivo. È possibile ipotizzare, considerata la posizione della falda, che il movimento del corpo frana sia influenzato dalla sua oscillazione. Allo stato attuale, considerato anche il monitoraggio inclinometrico, il fenomeno presenta attivazioni recenti esclusivamente nella sua porzione superficiale, ma non si può escludere che in seguito a fenomeni pluviometrici estremi possa riattivarsi anche nella sua porzione profonda.

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

### **7.3.1. INTERVENTI PROGETTUALI PREVISTI**

In corrispondenza delle tre aree di dissesto individuate lungo il tracciato sono previsti opportuni interventi progettuali, finalizzati a ridurre il rischio in corrispondenza del tracciato di progetto.

#### **Imbocco Ovest – Galleria Mercatello 1 (Crollo CR1)**

L'area interessata dal distacco dei blocchi è posizionata a circa 40 m dalla paratia di imbocco della galleria. Il fenomeno quindi non costituisce un elemento di rischio per l'infrastruttura in progetto. Tuttavia, a monte della paratia di imbocco, si prevede l'installazione di una barriera paramassi che ha la funzione di trattenere eventuale materiale instabile, soprattutto nelle fasi di lavoro.

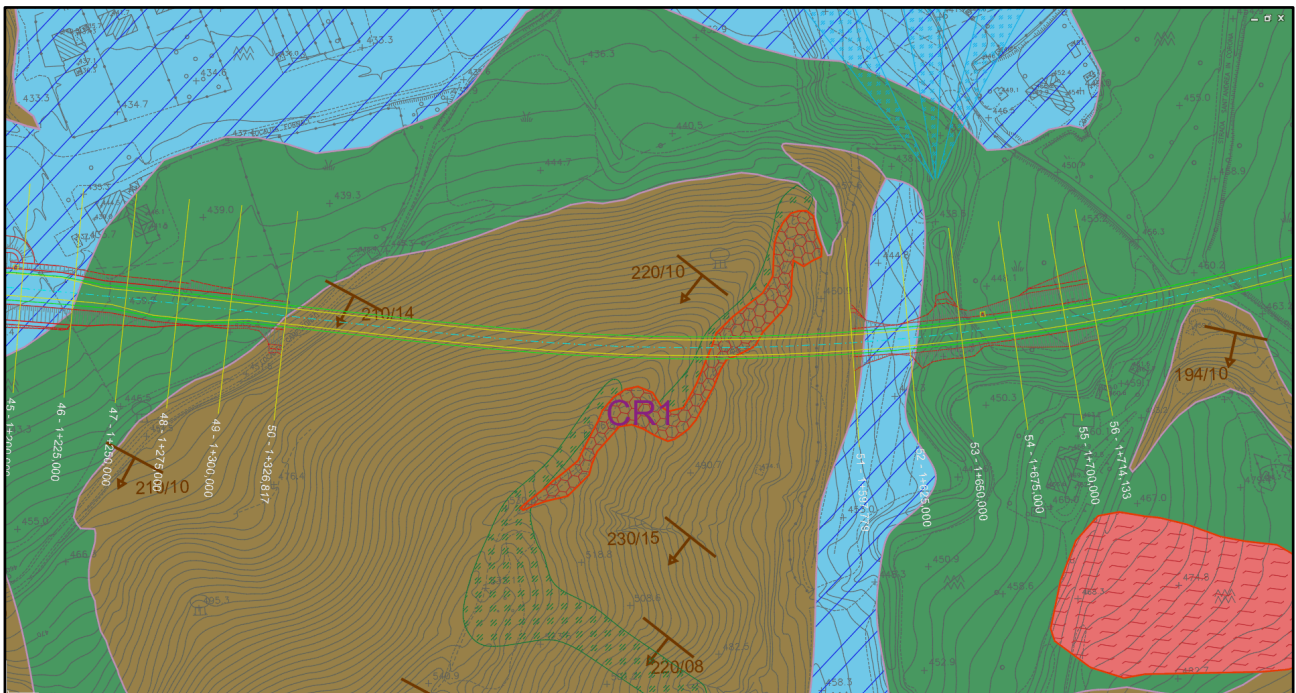


Figura 7.15 Stralcio planimetrico della carta geomorfologica (crollo CR1)

### Imbocco Est – Galleria Mercatello 2 (Frana complessa CO1)

L'area soggetta ad erosione interessa l'intero versante che presenta forti pendenze. In prossimità di questo fenomeno il progetto prevede la realizzazione dell'imbocco della galleria naturale Mercatello 2 e la spalla del Ponte Romito. Viste le caratteristiche del fenomeno, le fondazioni non risultano coinvolte in quanto impostate ad una profondità dal piano campagna di circa 4,50 m e realizzate su pali di medio diametro.

Le opere di imbocco sono costituite da una paratia di micropali e da un tratto di galleria artificiale di circa 10 m. Considerata la forte pendenza dell'area in cui sarà realizzato l'imbocco, il tratto di versante a monte della paratia sarà consolidato mediante la stesa di una geostuoia antierosiva e rete metallica in aderenza con chiodatura di ancoraggio. Prima dell'installazione della rete, l'area sarà oggetto di un intervento di pulizia del versante e disaggancio di eventuali blocchi isolati.

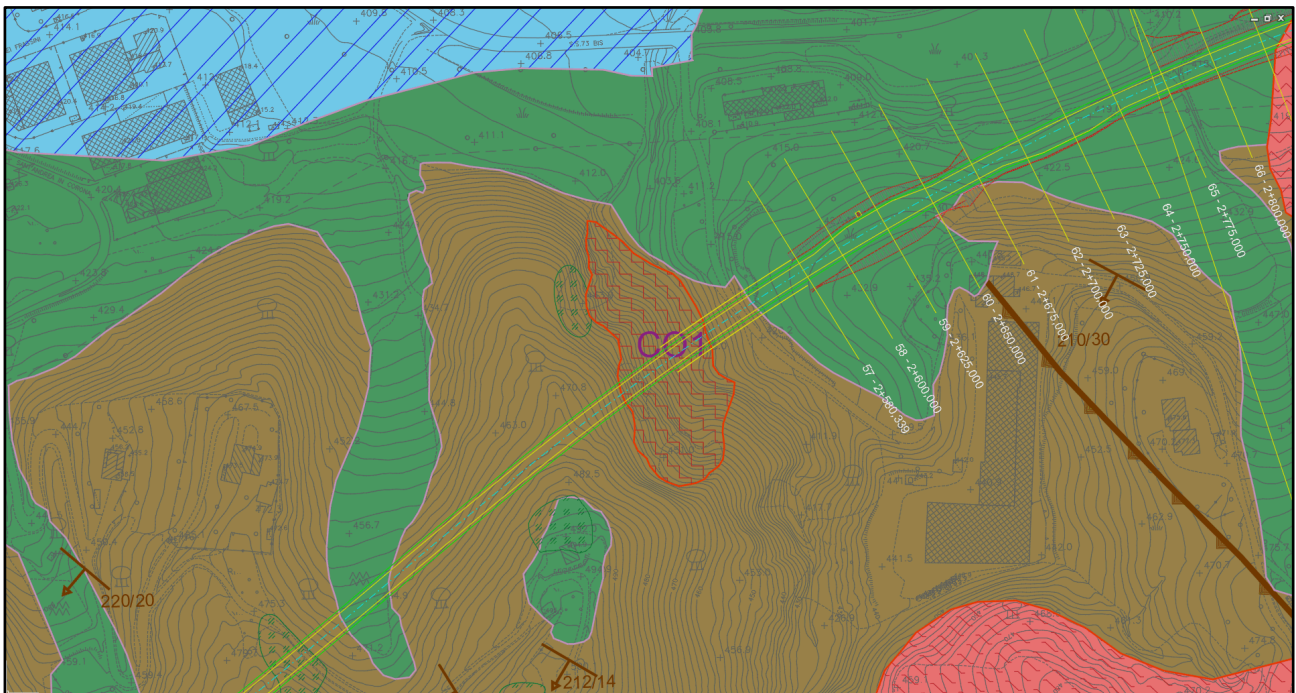


Figura 7.16 Stralcio planimetrico della carta geomorfologica (frana complessa CO1)

### Corpo stradale da prog. 2+850 a prog. 3+150 (Frana complessa CO2)

Nell'area interessata dal fenomeno denominato CO2 il progetto prevede la realizzazione di un rilevato stradale di altezza variabile da 3 m a circa 7 m, ubicato al piede del corpo di frana (si vedano le sezioni geologiche, *codice elaborato T00GE01GEOSG03*).

In fase di redazione del progetto sono state eseguite analisi a ritroso (*back analysis*) per la determinazione dei parametri di resistenza del materiale in frana e del livello di falda che determina l'attivazione del fenomeno. A seguito dello studio delle condizioni attuali dell'area (*ante operam*) sono state eseguite analisi di stabilità del versante, considerando l'abbassamento del livello di falda per un tratto a monte dell'asse di progetto di circa 80-100 m.

L'intervento previsto in progetto prevede la realizzazione di un canale di raccolta delle acque di ruscellamento provenienti dal versante a monte. Si osserva, infatti, una variazione di pendenza tra il tratto più a monte (con presenza di fitta vegetazione boschiva) ed il tratto più a valle. La regimazione delle acque proveniente da monte ridurrà l'afflusso all'interno dei materiali limoso argillosi e la loro conseguente saturazione. Oltre all'intervento di regimazione delle acque, è prevista la realizzazione di un sistema di drenaggio, mediante trincee profonde, per la riduzione dei valori delle pressioni interstiziali con conseguente incremento della resistenza a taglio.

PROGETTAZIONE ATI:



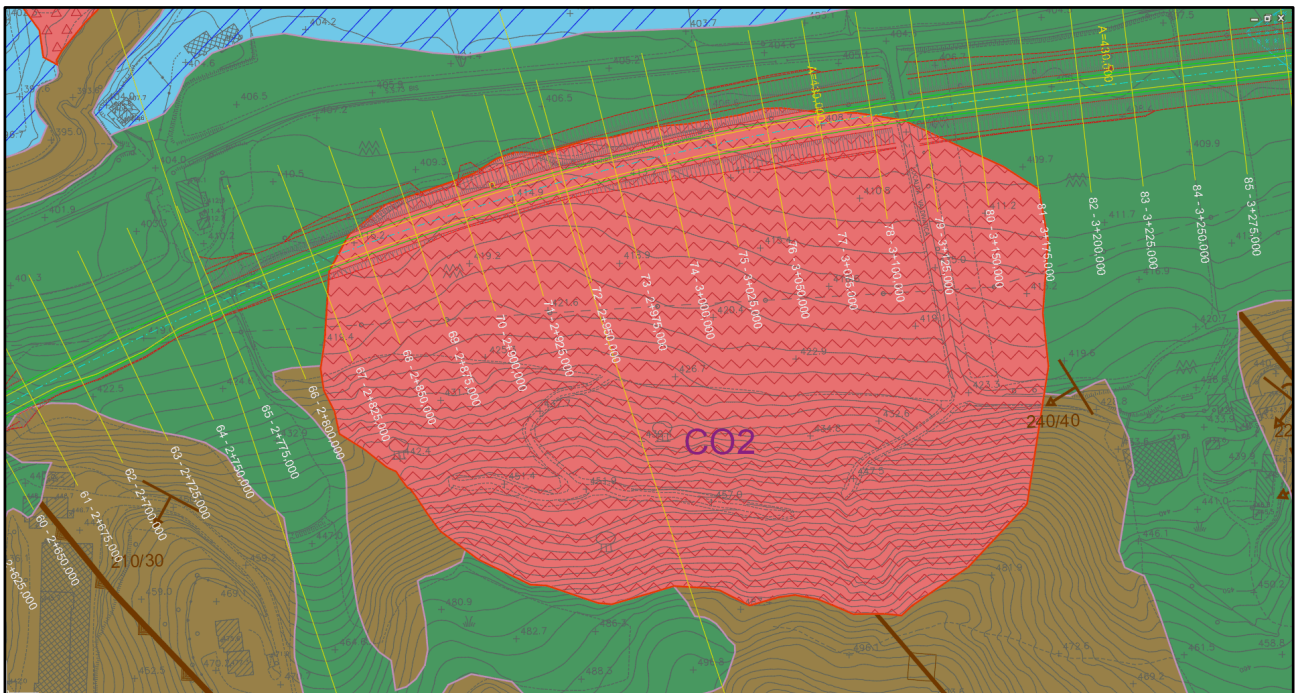


Figura 7.17 Stralcio planimetrico della carta geomorfologica (frana complessa CO2)

Nei seguenti paragrafi si descrivono i risultati della back analysis e la determinazione delle caratteristiche fisico – meccaniche dei materiali del corpo di frana. Per il dimensionamento del sistema di drenaggio si rimanda alla relazione di calcolo degli interventi di stabilizzazione (*codice elaborato T00GE02GETRE03*), mentre per i dettagli costruttivi si rimanda all'elaborato grafico (*codice elaborato T00GE00GETDI03*).

### 7.3.1.1. Considerazioni numeriche sulla stabilità della frana complessa CO2

La frana complessa CO2 rappresenta il fenomeno di dissesto più significativo tra quelli riscontrati, sia in termini di estensione che in termini di interazione con il tracciato stradale di progetto.

Nel caso di un movimento di versante classificato come attivo, è possibile eseguire un'analisi a ritroso (*back analysis*) per ricercare le condizioni che inducano l'attivazione del meccanismo osservato. In particolare, fissata la geometria di riferimento del problema e assumendo nullo il contributo della coesione (frana attiva o frana quiescente che ha subito spostamenti tali da raggiungere le condizioni di resistenza residue) è possibile risalire ai parametri (in questo caso angolo di resistenza a taglio e posizione della superficie libera della falda) che producono il raggiungimento delle condizioni di incipiente scorrimento del pendio ( $FS = 1$ ).

Di seguito si riporta uno schema del modello geotecnico utilizzato e i risultati ottenuti dall'analisi a ritroso in termini di angolo di resistenza a taglio e posizione della superficie libera della falda.

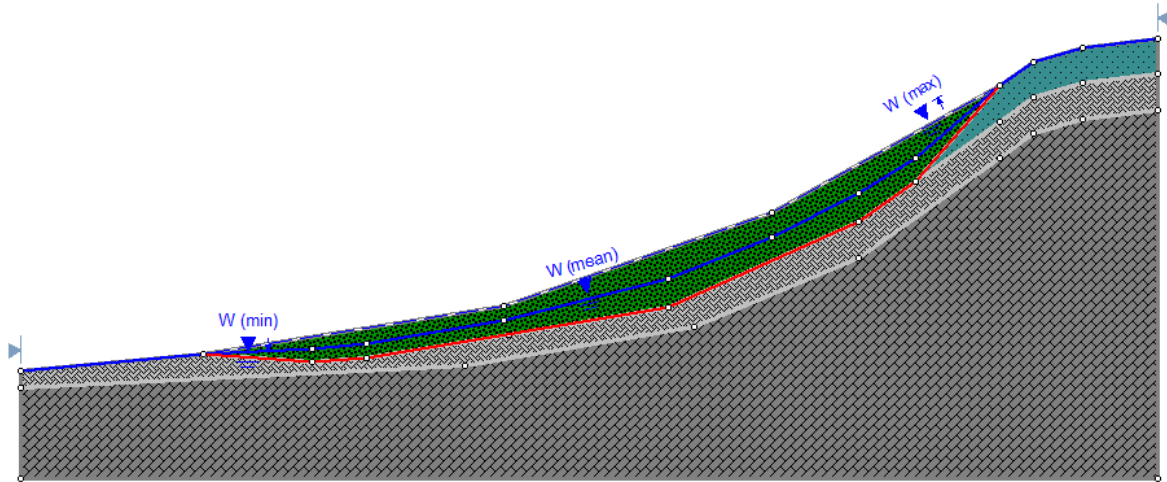
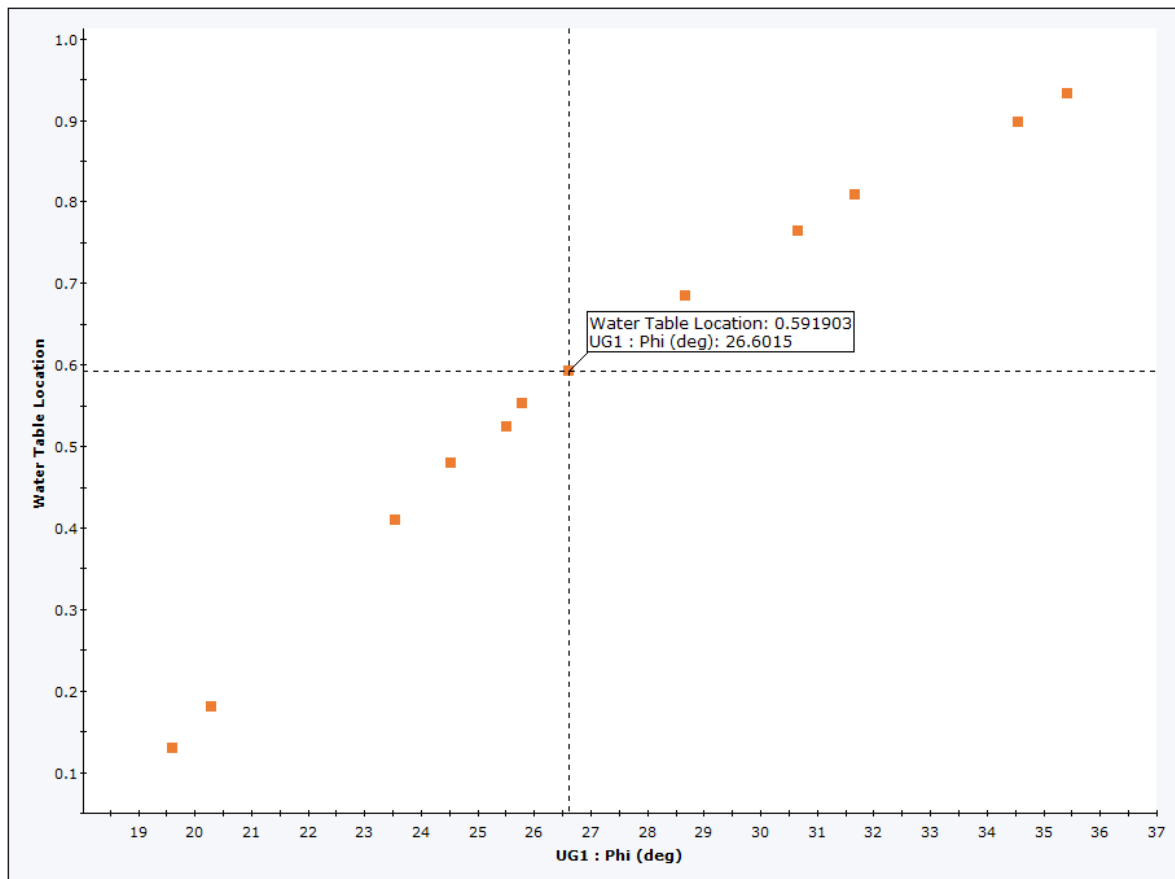


Figura 7.18 Schema del modello geotecnico utilizzato per la *back analysis*

Highlighted Data = Factor of Safety - bishop simplified Range  $\geq 0.99$  to  $\leq 1.01$  (12 points)



Correlation Coefficient=0.985805, alpha=-0.772977, beta=0.0496651 (Highlighted Data Only)

PROGETTAZIONE ATI:

Nel precedente grafico sono evidenziate le coppie di punti angolo di resistenza a taglio e posizione della falda che producono un coefficiente di sicurezza FS pari a 1, dove 0 indica una posizione della falda alla base del corpo di frana e 1 indica una posizione della falda in corrispondenza del piano campagna. Confrontando i risultati dell'analisi con i risultati delle prove in sito e in laboratorio, si stima un valore dell'angolo di attrito in condizioni di incipiente scorrimento del pendio pari a  $\varphi' = \varphi'_{res} = 25^\circ \div 27^\circ$  e una posizione della falda pari a 0,6H, dove  $H$  rappresenta lo spessore medio del corpo di frana all'interno del modello numerico.

Ai fini del calcolo, per il corpo di frana, vengono considerati i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente.

UG	Descrizione	$\gamma_n$	$c'$	$\varphi'$	E
		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(MPa)
1	Depositi di frana	18 ÷ 19	0	27°	5

#### 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 T00GE02GEORE01*), il sito in esame risulta stabile nei confronti della liquefazione.

#### 7.5. OPERE D'ARTE MAGGIORI

##### 7.5.1. VIADOTTI

Lungo il tracciato sono presenti n. 2 viadotti, come riportato nella Tabella 7-3.

Tabella 7-3 Viadotti

Elemento	Progressiva (km)	Litologia	Fondazione	DN palo (mm)
<b>VI.01 - Viadotto "S. Antonio"</b>				
Spalla SA	1+024,00	UG2/UG3b	Indiretta	450
Pila P1	1+060,00	UG2/UG3b	Indiretta	450
Pila P2	1+108,00	UG2/UG3b	Indiretta	450
Spalla SB	1+144,00	UG2/UG3a/UG3b	Indiretta	450
<b>VI.02 - Viadotto "Romito"</b>				
Spalla SA	2+500,50	UG3a/UG3b	Indiretta	450
Spalla SB	2+556,50	UG3a/UG3b	Indiretta	450

Le fondazioni dei viadotti saranno realizzate su pali di medio diametro ( $\varnothing 450$ ), armati con tubolare in acciaio. In corrispondenza delle sottostrutture, infatti, nel profilo geotecnico si individua la presenza del substrato a profondità prossime al piano campagna.

Per il dimensionamento delle fondazioni profonde si rimanda alla relazione geotecnica di calcolo delle fondazioni (*codice elaborato T00GE02GETRE02*).

### 7.5.2. GALLERIE NATURALI

Lungo il tracciato sono presenti n. 2 gallerie naturali, come riportato nella Tabella 7-4.

Tabella 7-4 Gallerie naturali

Opera	Prog. inizio (km)	Prog. fine (km)	Sviluppo (m)
GA.01 - Galleria Mercatello 1	1+326,00	1+610,00	284
GA.02 - Galleria Mercatello 2	1+700,00	2+495,00	795

#### **Galleria Mercatello 1**

Lungo il tracciato è prevista la realizzazione di una galleria naturale che si sviluppa tra la prog. 1+326,00 e la prog. 1+610,00 per una lunghezza complessiva di 284 m. In dettaglio:

- da prog. 1+326,00 a 1+356,00 galleria artificiale imbocco Ovest (L = 30 m)
- da prog. 1+356,00 a 1+586,00 galleria naturale (L = 230 m)
- da prog. 1+586,00 a 1+610,00 galleria artificiale imbocco Est (L = 24 m)

La galleria è a singolo fornice con raggio interno di 6,45 m e presenta una copertura massima pari a 50 m circa. Laddove la sezione di scavo è cilindrica, l'area di scavo varia da 128,13 m<sup>2</sup> a 135,29 m<sup>2</sup>, mentre dove è previsto l'utilizzo di sezioni troncoconiche, l'area di scavo è in media pari a 145 m<sup>2</sup> circa.

L'avanzamento in sotterraneo viene realizzato con tecnica di scavo tradizionale, a piena sezione, con sfondi di ridotta profondità (1,00 ÷ 4,00 m); dopo ogni singolo sfondo è prevista l'esecuzione del rivestimento di prima fase costituito da centine e spritz beton fibrorinforzato. Lo scavo, a piena sezione, è preceduto da eventuali interventi di preconsolidamento del contorno; a distanza dal fronte di scavo, variabile a seconda della sezione tipo, si procede al getto del rivestimento definitivo di arco rovescio e murette e al getto del rivestimento definitivo di calotta.

Lo scavo della galleria interesserà principalmente la Formazione Marnoso-Arenacea (FMA2). Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo della galleria naturale (*codice elaborato T00GN01OSTRE01*).

Le opere di imbocco sono costituite da paratie tirantate provvisorie di micropali. Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni di calcolo delle gallerie artificiali (*codici elaborati T00GA01OSTRE01, T00GA02OSTRE01*).

#### **Galleria Mercatello 2**

Lungo il tracciato è prevista la realizzazione di una galleria naturale che si sviluppa tra la prog. 1+700,00 e la prog. 2+495,00 per una lunghezza complessiva di 795 m. In dettaglio:

- da prog. 1+700,00 a 1+746,00 galleria artificiale imbocco Ovest (L = 46 m)

PROGETTAZIONE ATI:



- da prog. 1+746,00 a 2+485,00 galleria naturale (L = 739 m)
- da prog. 2+485,00 a 2+495,00 galleria artificiale imbocco Est (L = 10 m)

La galleria è a singolo fornice con raggio interno di 6,45 m e presenta una copertura massima pari a 70 m circa. Dalla progressiva 1+746,00 alla progressiva 2+198,00 è prevista una sezione caratterizzata dalla presenza di un cunicolo di emergenza sotterraneo. Laddove la sezione di scavo è cilindrica l'area di scavo varia da 147,59 m<sup>2</sup> a 161,23 m<sup>2</sup>, mentre dove è previsto l'utilizzo di sezioni troncoconiche, l'area di scavo è in media pari a 166 m<sup>2</sup> circa. Dalla progressiva 2+198,00 alla progressiva 2+485,00 è prevista, invece, una sezione che non prevede la presenza di un cunicolo di emergenza sotterraneo. Laddove la sezione di scavo è cilindrica, l'area di scavo varia da 128,13 m<sup>2</sup> a 135,29 m<sup>2</sup>, mentre dove è previsto l'utilizzo di sezioni troncoconiche, l'area di scavo è in media pari a 145 m<sup>2</sup> circa.

L'avanzamento in sotterraneo viene realizzato con tecnica di scavo tradizionale, a piena sezione, con sfondi di ridotta profondità (1,00 ÷ 4,00 m); dopo ogni singolo sfondo è prevista l'esecuzione del rivestimento di prima fase costituito da centine e spritz beton fibrorinforzato. Lo scavo, a piena sezione, è preceduto da eventuali interventi di preconsolidamento del fronte e del contorno; a distanza dal fronte di scavo, variabile a seconda della sezione tipo, si procede al getto del rivestimento definitivo di arco rovescio e murette e al getto del rivestimento definitivo di calotta. Lo scavo della galleria interesserà principalmente la Formazione Marnoso-Arenacea (FMA2). Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo della galleria naturale (*codice elaborato T00GN02OSTRE01*).

Le opere di imbocco sono costituite da paratie tirantate provvisorie di micropali. Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni di calcolo delle gallerie artificiali (*codici elaborati T00GA03OSTRE01, T00GA04OSTRE01*).

## 7.6. OPERE D'ARTE MINORI

### 7.6.1. PARATIE DI SOSTEGNO

Lungo il tracciato sono presenti n. 2 paratie di sostegno, come riportato nella Tabella 7-5.

Tabella 7-5 Paratie di sostegno

Opera	Prog. inizio (km)	Prog. fine (km)	Litologia	DN palo (mm)
OS.01 - Paratia	2+578,00	2+667,00	UG2/UG3a/UG3b	1000
OS.02 - Paratia	3+820,00	3+990,00	UG2/UG3a/UG3b	1000

Le paratie di controripa saranno realizzate mediante pali trivellati di grande diametro (Ø1000). Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni tecniche e di calcolo (*codice elaborato T00OS01STRRE01, T00OS02STRRE01*).

### 7.6.2. MURI DI SOSTEGNO

Lungo il tracciato sono presenti n. 4 muri di sostegno, come riportato nella Tabella 7-6.

Tabella 7-6 Muri di sostegno

Opera	Prog. inizio (km)	Prog. fine (km)	Litologia	Fondazione
OS.03 - Muro	0+279,00	0+327,00	UG2	Diretta
OS.04 - Muro	1+160,00	1+280,00	UG2/UG3a/UG3b	Diretta
OS.05 - Muro	2+675,00	2+775,00	UG2/UG3b	Diretta
OS.06 - Muro	3+515,00	3+625,00	UG2/UG3a/UG3b	Diretta

I muri di sostegno, saranno realizzati come muri a mensola, con altezze massime del paramento comprese tra 4,55 m e 7,60 m.

Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni tecniche e di calcolo (*codice elaborato T00OS03STRRE01, T00OS04STRRE01, T00OS05STRRE01, T00OS06STRRE01*).

### 7.7. 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 del progetto definitivo (2021-2022).

Tabella 7-7 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. 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
<b>ACQUA NEL TERRENO</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> 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 <sub>2</sub> mg/l aggressiva	prEN 13577:199-9	≥15 e ≤40	>40 e ≤100	>100 fino a saturazione
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	ISO 7150-1 oppure ISO7150-2	≥15 e ≤30	>30 e ≤60	>60 e ≤100
<b>TERRENO</b>				

SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> 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<sup>-5</sup> m/s possono essere classificati in una classe inferiore.</p> <p>b) Il metodo di prova prescrive l'estrazione di SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> 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 essiccamento/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 <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/l)	pH (-)	CO <sub>2</sub> (mg/l)	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/l)	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (%)	Acidità (ml/kg)
S3-CA1	-	-	-	-	0,027	< 2
S3-CA2	-	-	-	-	< 0,01	8,0
S5-CA3	-	-	-	-	0,055	< 2

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

8. ALLEGATI

8.1. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Descrizione speditiva	Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso di volume essiccato	Limite liquido	Limite plastico	Indici di plasticità	Indice di attività	Indice di consistenza	Granulometria				Prova edometrica	Prova TD		Prova TxCID		Prova TxCIU		Prova ELL	Prova DL	Prova VST	
				Z <sub>cam,0</sub>	Z <sub>cam,f</sub>											Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla		M	c'	φ'	c'	φ'	c'				φ'
		(m da p.c.)		(m da p.c.)	(m da p.c.)			w <sub>n</sub>	γ <sub>n</sub>	γ <sub>d</sub>	w <sub>L</sub>	w <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	I <sub>A</sub>	I <sub>C</sub>	(%)	(%)	(%)	(%)	(MPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(MPa)	(kPa)	
2021	S1	25	CI1	1.50	1.70			16.00			32.00	16.00	16.00	1.09	0.97	34	13	38	15											
2021	S1	25	CI2	5.00	5.20						38.00	18.00	21.00	0.90		20	13	44	23											
2021	S1	25	CR1	8.00	8.20						41.00	17.00	25.00	1.03		18	5	53	24											
2021	S1	25	CR2	15.00	15.30						42.00	19.00	23.00	1.11		4	11	64	21											
2021	S1	25	CR3	20.00	20.30	Pelite marnosa																								
2021	S2	20	CR1	7.00	7.50	Pelite marnosa																							40	
2021	S2	20	CR2	15.00	15.50	Arenaria																							99	
2021	S2	20	CR3	19.00	19.50	Pelite marnosa																								
2021	S3	30	CR1	2.00	2.50	Pelite marnosa																							33	
2021	S3	30	CR2	4.50	5.00	Arenaria																								
2021	S3	30	CR3	7.00	7.50	Pelite marnosa																								
2021	S3	30	CR4	13.00	13.50	Pelite marnosa																							44	
2021	S3	30	CR5	20.00	20.50	Arenaria																								
2021	S5	30	CI1	4.00	4.50		Limo con argilla sabbioso	23.00	18.96	15.40	40.00	19.00	22.00	0.84	0.78	6	20	48	26	7	23	24								110
2021	S5	30	CI2	6.00	6.50		Limo con sabbia argilloso	17.00	20.39	17.40	31.00	16.00	14.00	0.84	0.92	13	27	43	17					27	36					95
2021	S5	30	CR1	9.00	9.50	Pelite marnosa																								

STUDI ED INDAGINI - GEOLOGIA GEOTECNICA - RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Descrizione speditiva	Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso di volume essiccato	Limite liquido	Limite plastico	Indici di plasticità	Indice di attività	Indice di consistenza	Granulometria				Prova edometrica	Prova TD		Prova TxCID		Prova TxCIU		Prova ELL	Prova DL	Prova VST
				Z <sub>cam,0</sub>	Z <sub>cam,f</sub>											Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla		M	c'	φ'	c'	φ'	c <sub>u</sub>			
		(m da p.c.)		(m da p.c.)	(m da p.c.)			(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(MPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(MPa)	(kPa)
2021	S5	30	CR2	14.00	14.50	Arenaria																							
2021	S5	30	CR3	20.00	20.50	Pelite marnosa																							
2021	S6	55	CR1	36.00	36.40	Pelite marnosa																					44		
2021	S6	55	CR2	43.00	43.30	Pelite marnosa																							
2021	S6	55	CR3	49.00	49.60	Pelite marnosa																							
2021	S7	30	CI1	2.00	2.30	Limo argilloso sabbioso debil. ghiaioso		13.00	19.98	17.57	31.00	24.00	7.00			12	17	47	24		57	30							
2021	S7	30	CI2	5.50	5.70	Limo con ghiaia argilloso		18.00	19.77	16.95	34.00	23.00	11.00			29	12	36	23										
2021	S7	30	CR1	8.00	8.20																								
2021	S7	30	CR2	18.00	18.30	Marna																							
2021	S8	25	CI1	2.00	2.30	Limo con argilla sabbioso		16.00	19.89	17.10	41.00	18.00	23.00	0.79	1.06					3									118
2021	S8	25	CR1	6.50	6.70	Pelite marnosa																							
2021	S8	25	CR2	9.00	9.30	Pelite marnosa																							
2021	S8	25	CR3	16.00	16.40	Pelite marnosa																							
2021	S9	30	CI1	2.50	3.00	Limo con argilla sabbioso		21.00	18.94	15.68	40.00	27.00	14.00			7	15	46	32							49			
2021	S9	30	CI2	5.00	5.50	Limo con argilla con sabbia		24.00	19.61	16.04	34.00	23.00	11.00			0	27	41	32		30	27							
2021	S9	30	CI3	8.00	8.50	Limo con sabbia argilloso		22.00	19.14	15.44	29.00	23.00	6.00			0	30	49	21			63	24						
2021	S9	30	CR1	11.00	11.20																								
2021	S9	30	CR2	16.00	16.30																								

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Descrizione speditiva	Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso di volume essiccato	Limite liquido	Limite plastico	Indici di plasticità	Indice di attività	Indice di consistenza	Granulometria				Prova edometrica	Prova TD		Prova TxCID		Prova TxCIU	Prova ELL	Prova DL	Prova VST		
				Z <sub>cam,0</sub>	Z <sub>cam,f</sub>											Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla		M	c'	φ'	c'					φ'	c <sub>u</sub>
		(m da p.c.)		(m da p.c.)	(m da p.c.)			(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(MPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(MPa)	(kPa)	
2021	S9	30	CR3	21.00	21.20																									
2021	S10	20	CI1	4.00	4.50		Argilla con limo debil. ghiaiosa	28.00	18.82	15.03	48.00	27.00	21.00			14	4	36	46					39	27					
2021	S10	20	CR1	8.00	8.30																									
2021	S10	20	CR2	12.00	12.30																									
2021	S10	20	CR3	16.00	16.30																									
2021	S11	25	CI1	2.50	2.90		Limo con argilla	22.00	19.66	16.24	41.00	30.00	11.00			3	4	56	37		56	30								
2021	S11	25	CR1	8.00	8.20	Marna																								
2021	S11	25	CR2	12.00	12.30	Marna																								
2021	S11	25	CR3	15.00	15.30	Marna																								
2021	S12	20	CR1	5.50	5.70	Pelite marnosa																								
2021	S12	20	CR2	8.00	8.20	Pelite marnosa																								
2021	S12	20	CR3	15.00	15.20	Pelite marnosa																								
2021	S12	20	CR4	18.00	18.20	Pelite marnosa																								
2021	S12	20	CR5	22.00	22.20	Pelite marnosa																								
2021	S13	20	CI1	2.00	2.20		Ghiaia con limo sabbiosa	17.00	19.56	16.70	22.00	16.00	6.00	0.77	0.83	47	17	28	8											
2021	S13	20	CR1	5.50	5.80	Pelite marnosa																								
2021	S13	20	CR2	8.00	8.30	Pelite marnosa																								
2021	S13	20	CR3	18.00	18.30	Pelite marnosa																								