

# S.S.51 - VARIANTE DI CORTINA

LOTTO 1 - MIGLIORAMENTO DELLA VIABILITA' DI ACCESSO ALL'ABITATO DI CORTINA  
LOTTO 2 - BYPASS DI CORTINA

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

**VE406**

**PROGETTAZIONE: ATI GP INGEGNERIA - ENGEKO - COOPROGETTI - SAIM**

IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART.15 COMMA 12):

*Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI*  
Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035

*Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI*  
ORDINE INGEGNERI  
ROMA  
N° 14035

IL GEOLOGO

*Dott. Geol. Marco Leonardi*  
Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*arch. Salvatore Vermiglio*  
Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

*Ing. Ettore De Cesbron de la Grennelais*

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

(Mandataria)

**GP INGEGNERIA**  
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

(Mandante)

**engeko**

(Mandante)

**cooprogetti**

(Mandante)

**SAIM**  
Studio di Architettura e Ingegneria Moderna

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO



*Ing. Emiliano Moscatelli*  
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 20752

*Ing. Claudio Muller*  
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 15754  
*arch. Saverio Camaiti*  
Ord. Architetti Provincia di Roma n. 14652

*ing. Giuseppe Ligammari*  
Ord. Ingegneri Provincia di Pordenone n. 803

*ing. Matteo Bordugo*  
Ord. Ingegneri Provincia di Pordenone n. 790

*Ing. Moreno Panfilii*  
Ord. Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657

*Ing. Giuseppe Resta*  
Ord. Ingegneri Provincia di Roma n. 20629

LOTTO 1 – GEOLOGIA E GEOTECNICA

Geotecnica

Relazione Geotecnica

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T01GE02GETRE01B

REVISIONE

SCALA

COD. E PROG. INTERVENTO LIV. ANNO N.PROG.

DPVE0406 D 2101

CODICE ELAB.

T01GE02GETRE01

B

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C					
B	Revisione a seguito richieste CSLLPP	Aprile '23	A.Belà	E.Moscatelli	G.Guiducci
A	Emissione	Feb '23	A.Belà	E.Moscatelli	G.Guiducci

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>1</b>
1.1	INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO.....	1
<b>2</b>	<b>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
2.1	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE.....	4
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO.....</b>	<b>5</b>
3.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	5
3.2	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO.....	5
3.3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	6
<b>4</b>	<b>INDAGINI ESEGUITE.....</b>	<b>7</b>
4.1	CAMPAGNE DI INDAGINI.....	7
4.1.1	<i>Campagna di indagini I fase (2017).....</i>	<i>7</i>
4.1.2	<i>Campagna di indagini II fase (2020).....</i>	<i>7</i>
4.1.3	<i>Campagna di indagini I fase (2021).....</i>	<i>8</i>
4.2	PROVE IN SITO.....	9
4.2.1	<i>Prova penetrometrica dinamica.....</i>	<i>9</i>
4.3	PROVA PRESSIOMETRICA.....	14
4.4	PROVA DI PERMEABILITÀ.....	15
4.5	RILEVO DEI LIVELLI DI FALDA.....	16
4.6	INDAGINI GEOFISICHE.....	17
4.6.1	<i>Criteri di interpretazione.....</i>	<i>18</i>
4.7	PROVE DI LABORATORIO.....	19
<b>5</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....</b>	<b>20</b>
<b>6</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>21</b>
6.1	CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI.....	21
6.1.1	<i>Argilla con ghiaia (UG1a).....</i>	<i>21</i>
6.1.2	<i>Argilla (UG1b).....</i>	<i>25</i>
6.1.3	<i>Ghiaia (UG2).....</i>	<i>30</i>
6.1.4	<i>Corpo di frana (UG3).....</i>	<i>34</i>
6.2	PARAMETRI CARATTERISTICI.....	38
<b>7</b>	<b>PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E SOLUZIONI TECNICHE ADOTTATE.....</b>	<b>39</b>
7.1	STABILITÀ DEI VERSANTI.....	39
7.1.1	<i>Verifiche di stabilità.....</i>	<i>39</i>
7.2	FENOMENO FRANOSO DA PROG. 0+130 A PROG. 0+200.....	40
7.3	FENOMENO DI FRANA DA PROG. 0+600 A PROG. 0+660.....	43
<b>8</b>	<b>ALLEGATI.....</b>	<b>44</b>
8.1	RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SU CAMPIONI DI TERRENO.....	44

PROGETTAZIONE ATI:

## 1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica è redatta nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnico ed Economica dell'Intervento S.S.51 – Variante di Cortina. In essa sono 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.

### 1.1 INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO

La presente relazione si riferisce in particolare al Lotto 1 (1° stralcio funzionale) del più vasto intervento della Variante di Cortina; più specificatamente viene descritto l'intervento, così detto di "penetrazione a Sud dell'abitato di Cortina", che costituisce la parte preliminare della realizzazione dell'intero intervento.

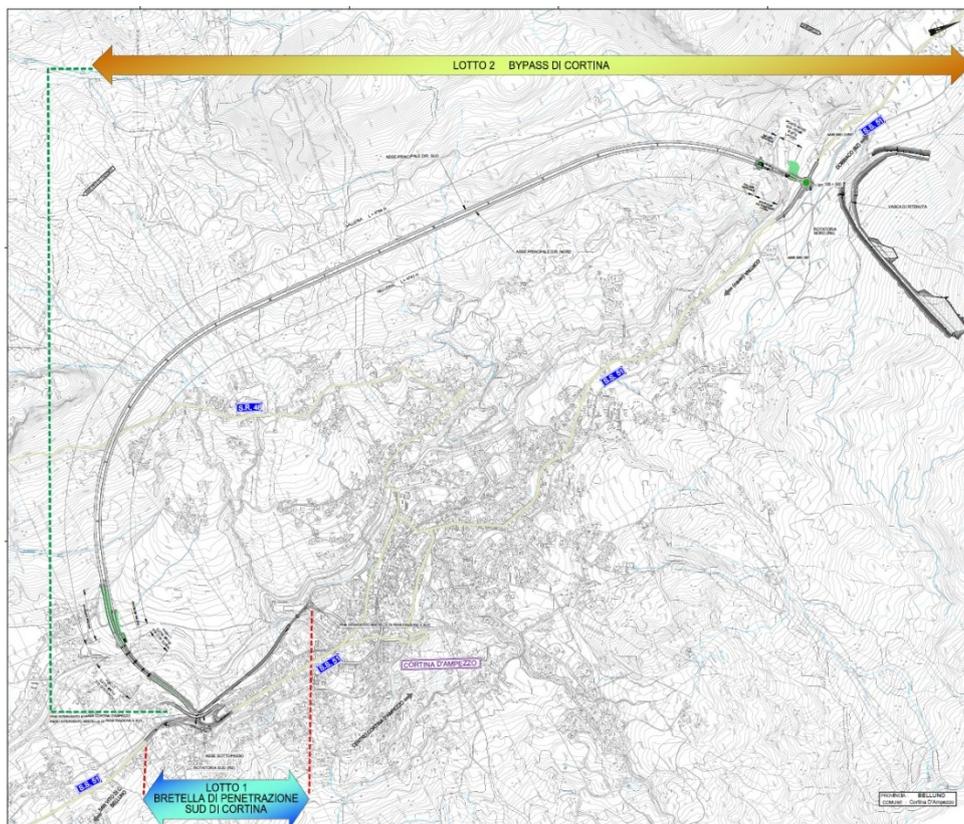


Figura 1.1 Inquadramento dell'intervento nell'abitato di Cortina d'Ampezzo – Stralci funzionali

PROGETTAZIONE ATI:

Obiettivo di tale stralcio funzionale è quello di realizzare un'infrastruttura per il "miglioramento della viabilità di accesso all'abitato di Cortina". La realizzazione di questo intervento viene programmata in relazione all'evento internazionale dei giochi olimpici invernali di "Milano-Cortina 2026", che si terranno nella famosa località Ampezzane e che costituiscono una importante occasione per un ulteriore sviluppo turistico dell'area.

Pertanto, in occasione dell'evento sportivo lo studio del miglioramento della viabilità di accesso all'abitato di Cortina d'Ampezzo gioca un ruolo fondamentale.

È stato quindi condotto uno studio della rete stradale nel comune di Cortina, individuando i tratti di viabilità caratterizzati da criticità e meritevoli di approfondimenti.

In particolare, la S.S. 51 a sud dell'abitato presenta attualmente delle discontinuità funzionali derivanti dalla connotazione urbana che l'asse assume in corrispondenza dell'attraversamento del centro abitato, caratterizzati da una situazione di perenne congestione per la sovrapposizione dei traffici interni e dei traffici di attraversamento.

La nuova visione della città e l'offerta turistica di qualità richiedono invece di migliorare la vivibilità e la qualità dell'aria, riservando le zone centrali alla sola mobilità pedonale e realizzando parcheggi in punti facilmente raggiungibili a piedi, peraltro collegati al centro e agli impianti di risalita da percorsi dedicati.

Il presente progetto corrisponde all'obiettivo di configurare, con una serie di interventi coordinati, una nuova viabilità in grado di definire dei nuovi percorsi esterni al centro urbano:

- per il traffico di attraversamento nelle direttrici Nord Sud lungo la S.S. 51;
- per il traffico di accesso ai servizi turistici.

Evitando, quindi, la sovrapposizione con il traffico destinato alle zone interne della città.

Allo scopo il presente progetto è studiato in modo tale da essere perfettamente integrato con il progetto del by-pass in galleria di Cortina d'Ampezzo (2° stralcio funzionale). Il secondo stralcio del presente progetto, riguarda una variante complessiva della lunghezza di circa 5 km a ovest dell'abitato, collegato e integrato a sud con la rotatoria sulla SS51 facente parte dell'infrastruttura oggetto del 1° stralcio funzionale.

I traffici che attualmente interessano le arterie principali possono essere ripartiti in tre componenti: quella di attraversamento, che si caratterizza per una notevole percentuale di mezzi pesanti, quella di penetrazione verso il centro turistico con destinazione alle aree di parcheggio distribuite diffusamente al suo interno, e quella di scambio interno per spostamenti nell'ambito delle diverse aree comunali sia per gli scopi turistici che per quelli residenziali.

L'intervento complessivo del progetto (inteso come 1° e 2° stralcio funzionale) si propone di eliminare, o quanto meno minimizzare, gli effetti negativi prodotti dalle prime due componenti di traffico, ovvero sia i traffici di attraversamento che quelli di penetrazione.

Il traffico attuale in attraversamento all'abitato di Cortina d'Ampezzo rappresenta nel totale (mezzi leggeri più mezzi pesanti) una componente minoritaria del traffico complessivo che interessa l'ambito urbano, soprattutto a causa della forte polarità del dentro urbano rispetto alle zone più a sud. Tuttavia, se si considera il solo traffico pesante, la componente in attraversamento costituisce di contro una percentuale significativa, in grado di generare disagi importanti sul traffico cittadino.

PROGETTAZIONE ATI:

Non infrequenti sono i fenomeni di congestione temporanea del traffico dovuto al blocco di tali mezzi per motivi legati alla geometria delle strade, al consistente traffico nelle stagioni di punta del turismo e, non ultimo, alle condizioni meteorologiche avverse.

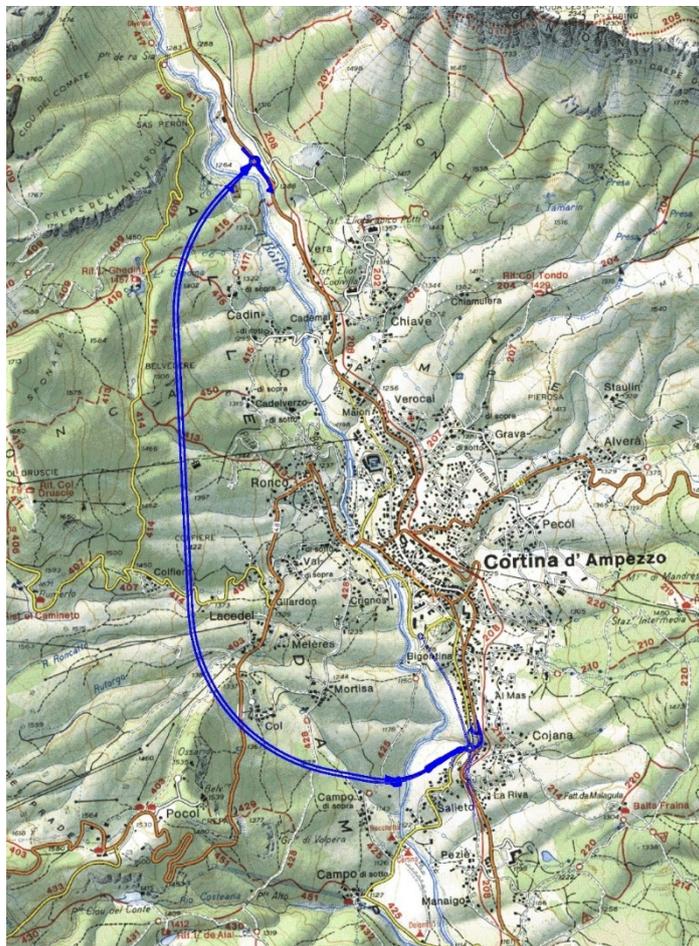


Figura 1.2 Inquadramento dell'intervento nell'abitato di Cortina d'Ampezzo

Per quanto riguarda più specificatamente i traffici di penetrazione il progetto si integra, nella parte iniziale del tracciato, con la realizzazione della strada locale che configurerà una connessione con il centro urbano e a sua volta, attraverso altri interventi progettuali in programmazione, con la S.S. 48.

Come si vedrà meglio nel seguito, il primo stralcio funzionale, già denominato "Miglioramento della viabilità di accesso all'abitato di Cortina" è stato oggetto di un precedente progetto elaborato per i campionati del mondo di sci alpino del 2021, e ha esperito la procedura di VIA. Esso viene quindi recepito nel presente PFTE e reso compatibile con la successiva realizzazione del by-pass, tramite la riorganizzazione della viabilità locale.

Lo svincolo di connessione con il centro abitato è ubicato in corrispondenza di aree ad elevato interesse turistico che, secondo la previsione dell'amministrazione comunale, potranno essere impiegate per la realizzazione di parcheggi a servizio del centro storico della famosa località Ampezzana, in modo da ridurre i fenomeni di congestionamento da traffico dovuti alla penetrazione interna e alla ricerca del parcheggio.

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

## 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 ] **Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 2005):** Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica
- [ 4 ] **UNI EN 1997-1:2013:** Eurocode 7 – Geotechnical design - Part 1: General rules
- [ 5 ] **UNI EN 1997-1:2007:** Eurocode 7 – Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing

PROGETTAZIONE ATI:

### **3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO**

Il tracciato dell'opera si colloca nella porzione meridionale della Valle d'Ampezzo (o conca Ampezzana) sviluppandosi in direzione Sud-Nord. Da località Donea, in sinistra idrografica del torrente Boite, il tracciato si estende a valle di Via Guide Alpine e attraversa il torrente Bigontina per terminare ad Ovest del cimitero comunale.

#### **3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

La struttura geologica dell'ampia area in esame è caratterizzata dalla presenza di un substrato formato da rocce ascrivibili ad un intervallo compreso tra il Carnico (Triassico medio superiore) ed il Lias (Giurassico inferiore), secondo lo schema stratigrafico tipico delle Dolomiti Bellunesi. Queste formazioni sono state dislocate durante le fasi deformative Alpine di età terziaria, le quali hanno prodotto importanti sovrascorrimenti e una conseguente intensa fratturazione dei corpi rocciosi. Su questo substrato variamente disarticolato hanno infine agito gli agenti esogeni e l'evoluzione gravitativa dei versanti, con la produzione di estesi e potenti corpi detritici, conoidi torrentizie e accumuli di frana che si sono depositati ai piedi dei rilievi sin dalla fine dell'ultima glaciazione. Nelle aree di fondovalle del reticolo idrografico relativamente recente si sono progressivamente accumulati depositi alluvionali prevalentemente a tessitura grossolana.

I depositi di frana sono in genere costituiti da *diamicton* a tessitura variabile: se le litologie coinvolte nell'evento sono marnoso terrigene, i depositi sono costituiti da clasti eterogenei (anche di dimensioni metriche) generalmente subangolari in abbondante matrice; se l'evento ha interessato litotipi a comportamento fragile come calcari e dolomie, i depositi sono costituiti da *diamicton* con tessitura variabile a supporto clastico con sabbia. Spesso i depositi brevemente descritti si intersecano tra loro sia in senso verticale che orizzontale.

Il substrato roccioso, riferibile alle litologie della classica successione permotriassica della regione dolomitica, viene segnalato nell'area di approfondimento a profondità variabili (sempre maggiori a 60 m circa) ed è attribuibile alla formazione di S. Cassiano. Tale formazione, dai dati di indagine profonde, costituisce il substrato roccioso nella zona di Cortina (area di indagine) ed è caratterizzata prevalentemente da un'alternanza di peliti e marne di colore grigio e nerastro con calcari micritici e calcareniti oolitico-bioclastiche torbiditiche. Nella parte inferiore della formazione sono frequenti litareniti vulcanoclastiche.

#### **3.2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO**

La morfologia attuale della conca Ampezzana è strettamente correlata alla sua forte propensione ai fenomeni franosi che fin da epoche antiche si sono intercorsi e tutt'oggi sono ancora attivi nell'area. Questa propensione ai fenomeni gravitativi è da imputare alle caratteristiche geologiche e tettoniche, nonché alle particolari condizioni climatiche cui l'area è stata soggetta nel corso del Quaternario. L'alternanza di litotipi a differente comportamento geomeccanico, che caratterizza i versanti della valle, favorisce i processi d'erosione differenziale e predispone i pendii all'evoluzione gravitativa; a questo contesto si associa, inoltre, una forte tettonizzazione.

La conformazione morfologica della valle, caratterizzata da un'ampia sezione a U e da lineamenti dolci e debolmente acclivi, è connessa all'intenso modellamento glaciale avvenuto nel Tardo Pleistocene. Durante l'ultima glaciazione, l'area in esame costituiva la zona di confluenza di più ghiacciai e i versanti erano ricoperti da potenti lingue glaciali che esercitavano pressioni; alla scomparsa della coltre glaciale i versanti si ritrovarono detensionati e in una situazione di instabilità

PROGETTAZIONE ATI:

morfologica. Per effetto dello scioglimento dei ghiacciai, si verificarono numerose frane post glaciali. Gli accumuli generatisi hanno ulteriormente sollecitato l'evoluzione morfologica della valle, con notevoli riduzioni delle pendenze, deterioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni e delle rocce, variazione del reticolo idrografico, dando origine a nuovi contesti morfologici per ulteriori cicli di franosità.

Tra i grossi eventi franosi che, a partire dal Tardoglaciale, hanno rivoluzionato l'assetto geomorfologico della conca ampezzana, si citano i fenomeni di Piorosà, Col Druscìè, Formin, Tofane, Lacedel, e Zuel.

### 3.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrografico il tracciato in esame si colloca nella porzione meridionale della conca Ampezzana, in sinistra idrografica del torrente Boite, il quale scorre in direzione Nord-Sud sul fondovalle. Il principale affluente in sinistra idrografica è il torrente Bigontina, che incrocia l'asse del tracciato a quota 1156 m s.l.m., in località Revisana - Sote Ra Ries.

Le litologie superficiali (e anche profonde) presenti nell'area in esame sono costituite da terreni in prevalenza coesivi o comunque con una matrice limosa e argillosa in genere piuttosto abbondante, che rendono tali terreni poco permeabili. La presenza di terreni a permeabilità scarsa o molto scarsa non favorisce l'infiltrazione delle acque di precipitazione, né facilita una circolazione libera delle acque nel sottosuolo tale da consentire la formazione di veri e propri "acquiferi". Ciò ovviamente non significa che non siano presenti acque nel sottosuolo; anzi, la scarsa permeabilità associata all'elevata plasticità rende questi terreni particolarmente suscettibili a modifiche del loro stato di consistenza in relazione alle variazioni del contenuto d'acqua. Questa circostanza, come è noto, è tra le cause predisponenti dei movimenti franosi lenti, del tipo colate e *creep* che interessano i terreni argillosi.

A sommarsi a tutto ciò si presenta un ulteriore fenomeno che complica lo schema idrogeologico dell'area. Infatti, la presenza di strati, lenti e corpi voluminosi di ghiaie (con blocchi), anche se immersi in una matrice limoso-argillosa, favorisce la circolazione di acqua in corpi relativamente permeabili "confinati" da materiali poco permeabili. Poiché l'alimentazione di questi "corpi idraulici" confinati avviene a quote anche molto elevate, si verifica spesso la presenza di acquiferi in pressione, con livelli piezometrici che possono risultare anche superiori a quelli della superficie topografica favorendo così i movimenti gravitativi. Tale circostanza è segnalata da alcuni dati piezometrici acquisiti in questa area.

## 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 (2017)

Una campagna di indagini è stata condotta nel 2017 dalla società *Tecnosoil s.r.l.* per conto di ANAS S.p.A., che ha interessato l'area del progetto "Bretella" a sud.

In questa campagna di indagini sono stati realizzati 7 sondaggi a carotaggio continuo (SC1-SC7) con profondità comprese tra 25 m e 45 m. Sono state anche effettuate 65 prove penetrometriche dinamiche che hanno interessato profondità massime fino a 45 m.

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati 16 campioni indisturbati e 12 campioni rimaneggiati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico per la classificazione dei terreni e per la determinazione delle caratteristiche meccaniche.

Sempre a cura della *Tecnosoil s.r.l.* per conto di ANAS S.p.A., a seguito delle indagini geotecniche, è stata eseguita un'indagine sismica con metodo Down-hole (SC6).

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 2021)

Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Campione indisturbato	Campione rimaneggiato	Prova SPT	Attrezzatura
SC1	30	1	2	8	Piezometro
SC2	30	3	1	10	Inclinometro
SC3	25	2	2	8	Piezometro
SC4	25	3	1	8	Piezometro
SC5	45	3	1	15	Piezometro
SC6	40	1	3	11	Down-hole
SC7	30	3	2	5	Piezometro

#### 4.1.2 Campagna di indagini II fase (2020)

A supporto della precedente campagna di indagini, nel 2020 è stata condotta una campagna di indagini dalla società *Albanese Perforazioni s.r.l.* per conto di ANAS S.p.A., che ha interessato l'intero tratto della "Bretella".

In questa campagna di indagini sono stati realizzati 7 sondaggi a carotaggio continuo (S1, S5a, S5b, S8, S16, S31, S34) con profondità comprese tra 30 m e 60 m. Inoltre, è stato realizzato 1 sondaggio (S5b-bis) con avanzamento a distruzione di nucleo per i primi 40 m dal p.c. e con

PROGETTAZIONE ATI:

avanzamento a carotaggio continuo fino alla profondità massima di 60 m dal p.c. Sono state anche effettuate 75 prove penetrometriche dinamiche che hanno interessato profondità massime fino a 40 m.

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati 10 campioni indisturbati e 18 campioni rimaneggiati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico per la classificazione dei terreni e per la determinazione delle caratteristiche meccaniche.

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono state effettuate 4 prove pressiometriche e 8 prove di permeabilità in foro tipo Lefranc.

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 2022)**

Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Campione indisturbato	Campione rimaneggiato	Prova SPT	Attrezzatura
S1	60	1	2	12	Piezometro
S5a	30	-	-	9	Inclinometro
S5b	43	2	2	10	Inclinometro
S5b-bis	60	-	-	-	-
S8	60	2	4	9	Inclinometro
S16	30	1	1	7	Piezometro
S31	50	2	5	14	Piezometro
S34	50	2	4	14	Inclinometro

#### 4.1.3 Campagna di indagini I fase (2021)

Una campagna di indagini è stata condotta nel 2021 dalla società *Subsoil s.r.l.* per conto di ANAS S.p.A., che ha interessato l'area del progetto "Bretella" a sud e il viadotto a fine tracciato nell'area di Fiammes.

In questa campagna di indagini sono stati realizzati 2 sondaggi a carotaggio continuo (S01-DH, S03-PZ) con profondità comprese tra 40 m e 55 m e due pozzetti esplorativi (PZ-01, PZ-05) profondi 2 m. Sono state anche effettuate 9 prove penetrometriche dinamiche che hanno interessato profondità massime fino a 30 m.

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono stati prelevati 7 campioni indisturbati e 6 campioni rimaneggiati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico per la classificazione dei terreni e per la determinazione delle caratteristiche meccaniche. Sono stati prelevati inoltre quattro campioni di terreno per la classificazione ambientale. Su alcuni di questi campioni sono state svolte analisi chimiche per la valutazione dell'aggressività ambientale.

A cura della *Vicenzetto s.r.l.* per conto di ANAS S.p.A., a seguito delle indagini geotecniche, sono state eseguite indagini sismiche con metodo Down-hole (S01-DH), indagini sismiche con metodo MASW (MASW01, MASW02), indagini sismiche con metodo a rifrazione in onde P e onde S (SR01, SR02, SR03), indagine sismica con metodo ibrido a riflessione e rifrazione (IBR01) e indagini tomografiche elettriche (ERT01, ERT02).

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

Tabella 4-3 Sintesi delle indagini eseguite (Fase I 2021)

Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Campione indisturbato	Campione rimaneggiato	Prova SPT	Attrezzatura
S01-DH	40	3	4	5	Down-hole
S03-PZ	55	4	2	4	Piezometro

## 4.2 PROVE IN SITO

### 4.2.1 Prova penetrometrica dinamica

Nel corso delle perforazioni di sondaggio sono state eseguite prove di resistenza dinamica tipo SPT a profondità variabile. Nella Tabella 4 -4 e nella Figura 4 .3 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.

Tabella 4-4 Risultati delle prove penetrometriche dinamiche

Sondaggio	Prova	Profondità	$N_1$	$N_2$	$N_3$	e	$N_{SPT}$
		(m da p.c.)	(-)	(-)	(-)	(cm)	(-)
SC1	1	3.00	3	3	4	-	7
SC1	2	5.80	6	8	9	-	17
SC1	3	8.70	8	10	13	-	23
SC1	4	12.00	r	-	-	-	100
SC1	5	14.70	35	r	-	-	100
SC1	6	18.50	27	32	45	-	77
SC1	7	21.20	26	40	r	1	100
SC1	8	25.00	15	17	36	-	53
SC2	1	3.00	1	1	1	-	2
SC2	2	6.00	5	4	7	-	11
SC2	3	9.00	2	1	3	-	4
SC2	4	12.00	7	10	11	-	21
SC2	5	15.00	12	18	21	-	39
SC2	6	19.00	19	31	39	-	70
SC2	7	20.00	10	27	30	-	57
SC2	8	24.00	7	20	27	-	47
SC2	9	26.00	8	21	25	-	46
SC2	10	30.00	10	19	25	-	44
SC3	1	3.50	3	6	3	-	9
SC3	2	6.00	7	10	18	-	28
SC3	3	9.00	3	5	8	-	13
SC3	4	12.00	7	11	15	-	26
SC3	5	15.00	10	13	20	-	33
SC3	6	18.00	17	23	38	-	61
SC3	7	21.00	8	25	30	-	55
SC3	8	24.00	28	35	48	-	83

PROGETTAZIONE ATI:

Sondaggio	Prova	Profondità	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	e	N <sub>SPT</sub>
		(m da p.c.)	(-)	(-)	(-)	(cm)	(-)
SC4	1	3.00	3	1	1	-	2
SC4	2	6.00	7	3	2	-	5
SC4	3	9.00	20	25	31	-	56
SC4	4	12.00	14	19	33	-	52
SC4	5	15.00	10	18	20	-	38
SC4	6	18.00	8	16	25	-	41
SC4	7	21.00	6	13	20	-	33
SC4	8	24.00	10	20	31	-	51
SC5	1	3.00	0	1	0	-	1
SC5	2	6.00	0	0	1	-	1
SC5	3	9.00	5	7	9	-	16
SC5	4	12.00	10	18	21	-	39
SC5	5	15.00	10	20	28	-	48
SC5	6	18.00	20	33	48	-	81
SC5	7	21.00	10	30	38	-	68
SC5	8	24.00	20	38	48	-	86
SC5	9	27.00	20	36	r	1	100
SC5	10	30.00	18	23	25	-	48
SC5	11	33.00	27	31	36	-	67
SC5	12	36.00	20	25	27	-	52
SC5	13	39.00	18	18	21	-	39
SC5	14	42.00	27	46	r	1	100
SC5	15	45.00	28	33	41	-	74
SC6	1	2.60	1	1	2	-	3
SC6	2	8.20	2	4	5	-	9
SC6	3	11.50	7	12	13	-	25
SC6	4	15.00	15	18	21	-	39
SC6	5	18.00	17	19	22	-	41
SC6	6	20.90	21	35	r	1	100
SC6	7	24.20	22	47	r	1	100
SC6	8	27.20	29	37	43	-	80
SC6	9	30.20	28	39	45	-	84
SC6	10	33.00	35	r	-	-	100
SC6	11	36.30	32	41	r	1	100
SC7	1	3.50	2	2	1	-	3
SC7	2	9.50	3	3	4	-	7
SC7	3	14.00	4	7	9	-	16
SC7	4	17.70	5	4	6	-	10
SC7	5	24.00	8	12	14	-	26
S1	1	2.90	1	2	3	-	5
S1	2	3.90	2	2	3	-	5
S1	3	7.20	3	5	7	-	12
S1	4	8.70	7	10	10	-	20
S1	5	10.60	14	46	r	5	100
S1	6	14.70	7	12	19	-	31

PROGETTAZIONE ATI:

Sondaggio	Prova	Profondità	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	e	N <sub>SPT</sub>
		(m da p.c.)	(-)	(-)	(-)	(cm)	(-)
S1	7	18.10	24	47	r	3	100
S1	8	21.50	27	r	-	6	100
S1	9	28.00	16	25	39	-	64
S1	10	31.30	16	26	37	-	63
S1	11	34.20	15	31	44	-	75
S1	12	38.70	36	r	-	5	100
S5a	1	3.00	3	4	6	-	10
S5a	2	6.30	4	6	8	-	14
S5a	3	9.20	4	6	9	-	15
S5a	4	12.30	39	r	-	4	100
S5a	5	15.40	7	11	15	-	26
S5a	6	18.20	7	10	14	-	24
S5a	7	21.20	11	15	20	-	35
S5a	8	24.20	26	r	-	8	100
S5a	9	26.50	36	r	-	7	100
S5b	1	3.00	6	8	11	-	19
S5b	2	6.80	5	6	8	-	14
S5b	3	9.70	5	7	9	-	16
S5b	4	12.20	8	11	15	-	26
S5b	5	15.90	15	23	35	-	58
S5b	6	20.00	13	16	21	-	37
S5b	7	24.00	22	33	44	-	77
S5b	8	27.40	35	r	-	5	100
S5b	9	32.50	32	r	-	9	100
S5b	10	36.20	27	r	-	9	100
S8	1	2.80	2	2	4	-	6
S8	2	6.10	3	5	7	-	12
S8	3	8.70	4	5	7	-	12
S8	4	11.60	13	23	41	-	64
S8	5	14.40	8	12	16	-	28
S8	6	18.30	11	16	24	-	40
S8	7	21.20	12	17	22	-	39
S8	8	23.80	13	18	26	-	44
S8	9	27.10	14	20	25	-	45
S16	1	2.40	3	4	7	-	11
S16	2	5.00	13	32	42	-	74
S16	3	8.40	15	35	46	-	81
S16	4	12.00	14	39	r	6	100
S16	5	15.60	33	r	-	5	100
S16	6	22.80	14	25	37	-	62
S16	7	25.60	15	29	39	-	68
S31	1	2.80	2	2	3	-	5
S31	2	4.00	2	4	8	-	12
S31	3	5.90	3	5	16	-	21
S31	4	9.20	5	8	13	-	21

PROGETTAZIONE ATI:

Sondaggio	Prova	Profondità	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	e	N <sub>SPT</sub>
		(m da p.c.)	(-)	(-)	(-)	(cm)	(-)
S31	5	12.20	8	12	17	-	29
S31	6	14.50	6	9	14	-	23
S31	7	16.80	12	18	26	-	44
S31	8	19.90	14	25	37	-	62
S31	9	22.20	15	27	32	-	59
S31	10	26.10	14	22	34	-	56
S31	11	28.70	18	30	45	-	75
S31	12	31.50	23	36	r	6	100
S31	13	34.00	20	31	40	-	71
S31	14	37.80	25	34	43	-	77
S34	1	2.00	2	2	2	-	4
S34	2	5.50	4	5	7	-	12
S34	3	6.60	5	7	8	-	15
S34	4	9.50	6	8	9	-	17
S34	5	11.40	13	18	27	-	45
S34	6	14.50	12	19	26	-	45
S34	7	17.00	19	28	41	-	69
S34	8	20.50	21	33	r	6	100
S34	9	24.30	28	40	r	7	100
S34	10	27.00	13	18	28	-	46
S34	11	30.40	17	29	41	-	70
S34	12	34.10	18	28	39	-	67
S34	13	36.60	29	48	r	5	100
S34	14	39.40	32	r	-	8	100
S01_DH	1	2.10	6	7	4	-	11
S01_DH	2	3.90	7	8	10	-	18
S01_DH	3	14.10	17	19	23	-	42
S01_DH	4	20.80	16	18	19	-	37
S01_DH	5	27.30	18	19	23	-	42
S03_PZ	1	1.50	14	6	9	-	15
S03_PZ	2	8.00	3	6	5	-	11
S03_PZ	3	18.30	15	9	25	-	34
S03_PZ	4	22.00	27	25	30	-	55

PROGETTAZIONE ATI:

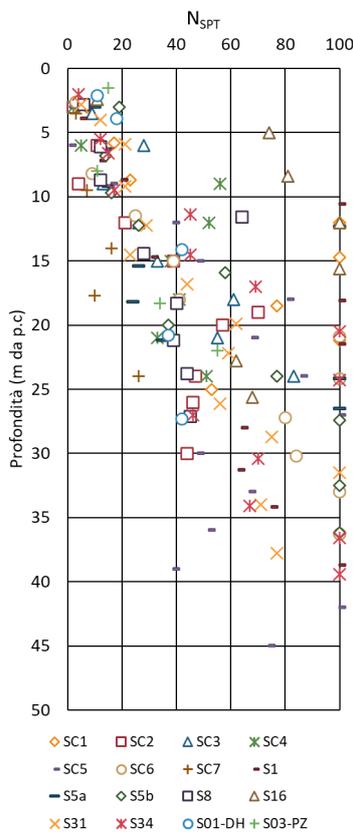


Figura 4.3 Risultati prove SPT

#### 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.

*Angolo di resistenza a taglio  $\varphi$*

**Shioi e Fukui (Road Bridge Specification, 1972).** Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo di attrito è pari a

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

**Shioi e Fukui (Japanese National Railway, 1982).** Questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo di attrito è pari a

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

*Coesione non drenata  $c_u$*

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:

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

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

### 4.3 PROVA PRESSIOMETRICA

Durante le diverse campagne di indagini sono state eseguite n. 4 prove pressiometriche, i cui risultati sono riassunti nella Tabella 4-5 e nella Figura 4.4.

Tabella 4-5 Risultati delle prove pressiometriche

Sondaggio	Prova	Profondità prova	Modulo di Menard $E_p$	Modulo di Young E	Coesione non drenata $c_u$
		(m da p.c.)	(MPa)	(MPa)	(kPa)
S1	P1	15,50	14	28	189
S1	P2	25,50	16	32	189
S16	P1	20,00	21	41	225
S16	P2	30,00	2	6	68

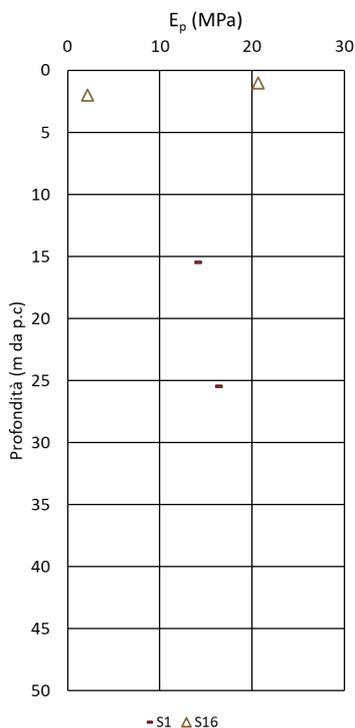


Figura 4.4 Risultati delle prove pressiometriche

#### 4.4 PROVA DI PERMEABILITÀ

Durante le diverse campagne di indagini sono state eseguite n. 8 prove di permeabilità tipo Lefranc, i cui risultati sono riassunti nella Tabella 4 -6 e nella Figura 4 .5.

Tabella 4-6 Risultati delle prove di permeabilità

Sondaggio	Prova	Tipologia prova	Profondità prova	Coeff. di permeabilità k
			(m da p.c.)	(m/s)
S5b	LF1	Lefranc	4,50 ÷ 5,00	5,04E-06
S5b	LF2	Lefranc	9,00 ÷ 9,50	2,10E-06
S5b	LF3	Lefranc	16,00 ÷ 16,50	1,41E-05
S5b	LF4	Lefranc	23,00 ÷ 23,50	2,27E-05
S8	LF1	Lefranc	5,50 ÷ 6,00	2,33E-06
S8	LF2	Lefranc	11,50 ÷ 11,50	2,22E-05
S34	LF1	Lefranc	5,00 ÷ 5,50	3,51E-06
S34	LF2	Lefranc	11,00 ÷ 11,50	6,12E-05

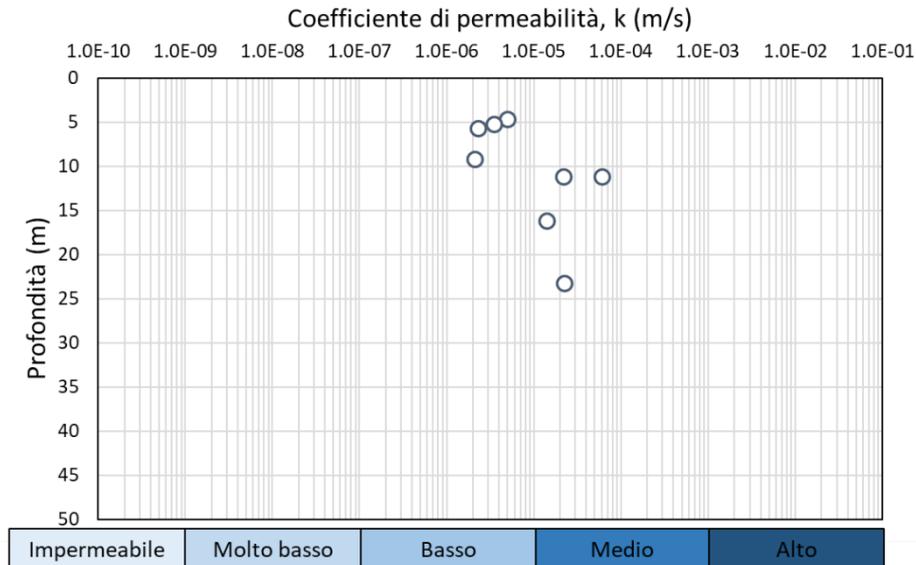


Figura 4.5 Risultati delle prove di permeabilità

#### 4.5 RILEVO DEI LIVELLI DI FALDA

La misura del carico idraulico e la ricostruzione della superficie piezometrica è stata eseguita mediante l'installazione di n. 7 piezometri a tubo aperto e 3 piezometri di Casagrande

Nella Tabella 4 -7 e nella Figura 4 .6 si riportano i livelli di falda rilevati durante le diverse misurazioni.

Tabella 4-7 Livelli di falda rilevati in sito

Sondaggio	Tipologia piezometro	03/08/2017	25/08/2017	20/09/2017	10/10/2017	16/10/2017	24/10/2017	27/01/2020	14/09/2020	14/10/2020	20/11/2020
		Livello di falda (m da p.c.)									
SC1-PZ	Tubo aperto	9,70	9,70	9,70				8,40	10,95	11,20	11,80
SC3-PZ	Tubo aperto					8,30		ni	8,65	7,65	9,25
SC4-PZ	Tubo aperto				6,80	6,90	6,80	d	nr	nr	nr
SC5-PZ	Tubo aperto			16,20				14,80	16,00	19,45	19,80
SC7-PZ	Tubo aperto			17,70							
SC8-PZ	Tubo aperto										
S1-PZ	Casagrande								8,85	8,20	8,80
S16-PZ	Casagrande								a	a	a
S31-PZ	Casagrande								7,30	5,60	7,55
S03-PZ	Tubo aperto										

a = asciutto, d = danneggiato, nr = non rinvenuto, ni = non ispezionabile

Sondaggio	Tipologia piezometro	07/04/2022	29/04/2022	20/05/2022	14/06/2022	29/06/2022	10/08/2022	23/11/2022
		Livello di falda (m da p.c.)						
SC1-PZ	Tubo aperto	13,21	13,01	13,01	11,80	11,95	11,74	11,84
SC3-PZ	Tubo aperto	10,27	9,10	9,60	8,39	9,34	ni	
SC4-PZ	Tubo aperto	nr	nr	nr	nr	nr	nr	
SC5-PZ	Tubo aperto	19,20			16,70	ni	17,60	19,35
SC7-PZ	Tubo aperto		17,50	18,40	17,98	16,88	15,56	15,71
SC8-PZ	Tubo aperto	nr	nr	nr	nr	nr	nr	
S1-PZ	Casagrande	nr	nr	nr	nr	nr	nr	
S16-PZ	Casagrande	ni	ni	ni	ni	ni	ni	
S31-PZ	Casagrande	8,63	8,33	8,50	8,30	8,45	8,39	
S03-PZ	Tubo aperto	37,25	31,12	31,07	30,59	30,90	31,23	38,10

a = asciutto, d = danneggiato, nr = non rinvenuto, ni = non ispezionabile

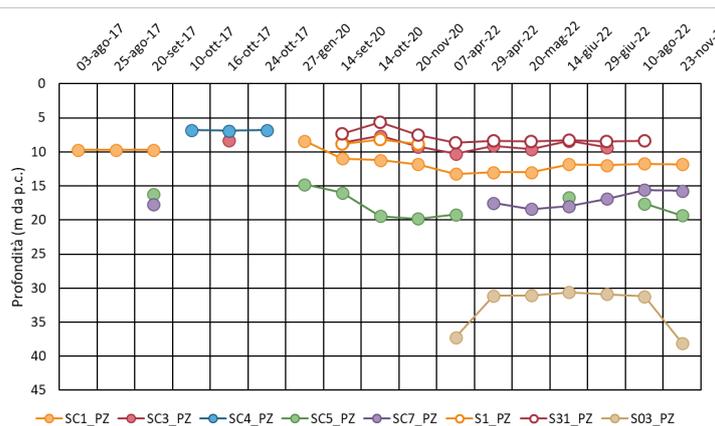


Figura 4.6 Livelli di falda rilevati in sito

#### 4.6 INDAGINI GEOFISICHE

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

Nella Tabella 4 -8 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 4-8 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 ])
S01-DH	Corpo stradale	30	391	B

PROGETTAZIONE ATI:

Prova	Opera d'arte	Lunghezza del tratto di prova	V <sub>s,eq</sub>	Categoria di sottosuolo
MASW01	Corpo stradale	24	375	B
SR01	Corpo stradale	120	344	C
MASW2	Corpo stradale	24	221	C
SC6-DH	Corpo stradale	37	286	C

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione sismica (codice elaborato T04GE03GEORE01).

#### 4.6.1 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:

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

dove  $\nu_{dyn}$  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 4.7.

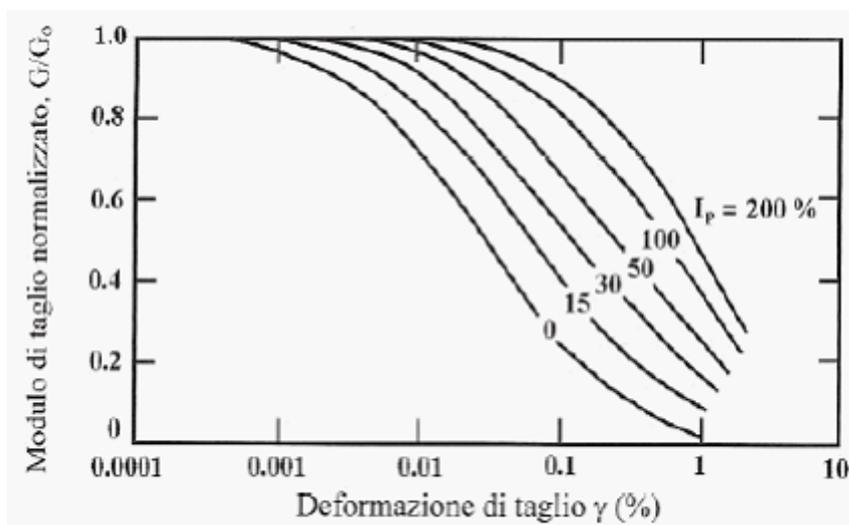


Figura 4.7 Valori del rapporto  $G/G_0$  in funzione della deformazione di taglio e dell'indice di plasticità del terreno (Vucetic e Dobri, 1991)

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 4.8).

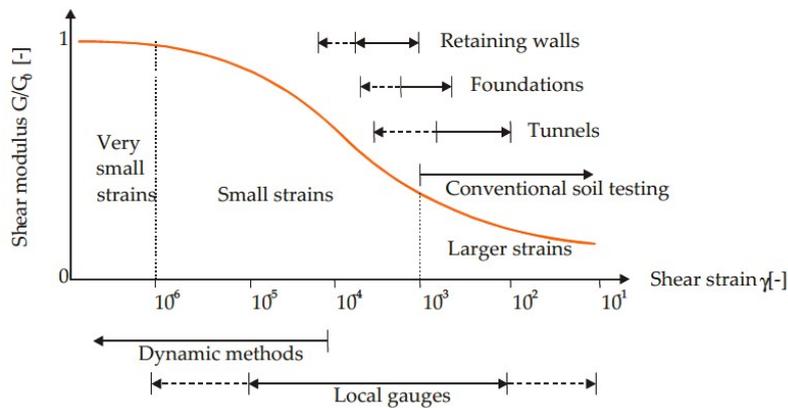


Figura 4.8 Valori del rapporto  $G/G_0$  in funzione del livello di deformazione atteso per differenti sistemi geotecnici

#### 4.7 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 11531-1);
- prova di taglio diretto TD;
- prova triassiale consolidata non drenata TxCIU;
- prova triassiale non consolidata non drenata TxUU.

## **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:

### **UG1a – ARGILLA CON GHIAIA**

L'unità UG 1a rappresenta la coltre superficiale costituita da materiali a struttura complessa a grana prevalentemente fina, moderatamente consistenti. Tale unità risulta principalmente composta da materiali coesivi e plastici da poco a moderatamente consistenti, rappresentati da argille limose plastiche con ghiaie spigolose e lenti di ghiaia con sabbia.

### **UG1b – ARGILLA**

L'unità UG 1b rappresenta la porzione sottostante la precedente unità ed è costituita da materiali a struttura complessa a grana prevalentemente fina, molto consistenti. Si tratta di un deposito eterogeneo, composto per lo più da argille sovraconsolidate con limo e ghiaie spigolose sparse.

### **UG2 – GHIAIA**

L'unità UG 2 è costituita da materiali a grana prevalentemente grossolana. Tale unità risulta principalmente composta da ghiaie, ciottoli e blocchi, con matrice fina sabbioso limosa a volte argillosa, tendenzialmente a comportamento incoerente. Localmente si riscontra la presenza di questi terreni intercalati all'unità UG 1b, specialmente nella sua porzione superiore.

### **UG3 – CORPO DI FRANA**

L'unità UG 3 rappresenta la coltre superficiale costituita da depositi di frane da scivolamento attive e con indizi di movimenti recenti. Tale unità risulta principalmente caratterizzata da materiali a grana fina limoso argillosi, con inclusi talvolta frequenti di ghiaia e ciottoli.

## 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 Argilla con ghiaia (UG1a)

Nell'unità UG1a sono stati prelevati n. 21 campioni indisturbati e n. 19 campioni rimaneggiati.

##### 6.1.1.1 Caratteristiche fisiche

###### Peso di volume

Peso di volume naturale

$$\gamma_n = 17,2 \div 19,9 \text{ kN/m}^3$$

###### Contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg

Contenuto naturale d'acqua

$$w_n = 9,0\% \div 60,3\%$$

Limite liquido

$$w_L = 31,1\% \div 70,5\%$$

Limite plastico

$$w_P = 13,7\% \div 33,2\%$$

Indice di plasticità

$$I_P = 8,7\% \div 41,5\%$$

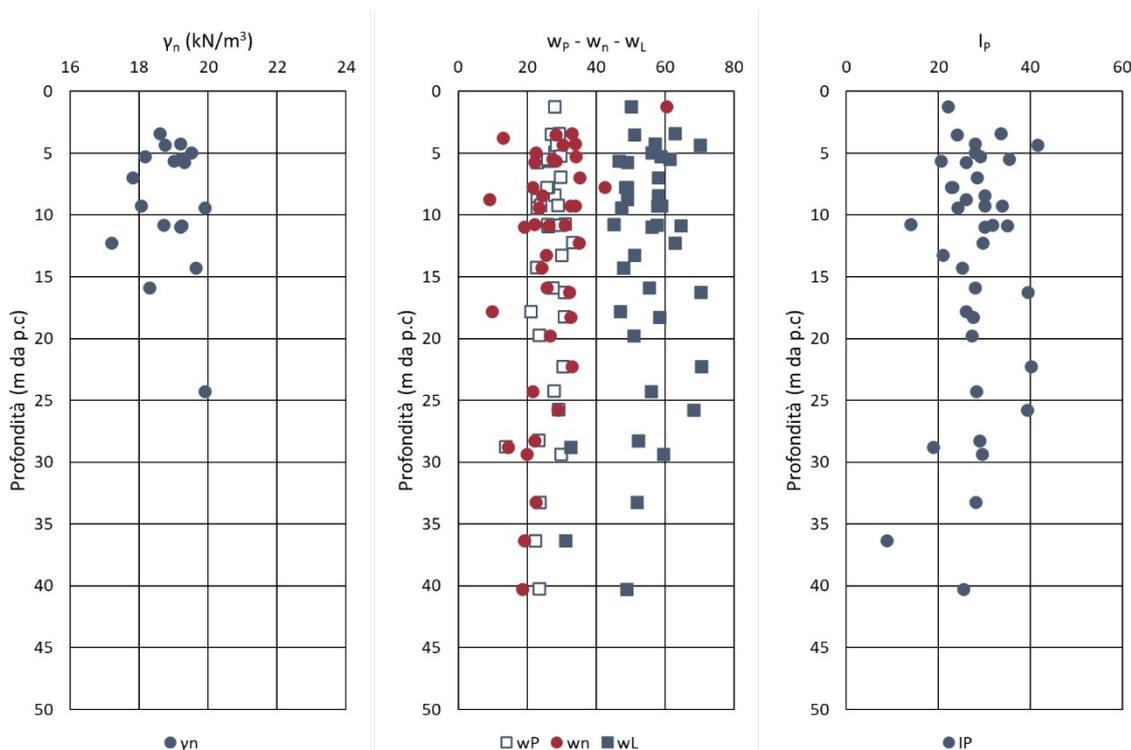


Figura 6.9 Peso di volume naturale, contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg e indice di plasticità (UG1a)

PROGETTAZIONE ATI:

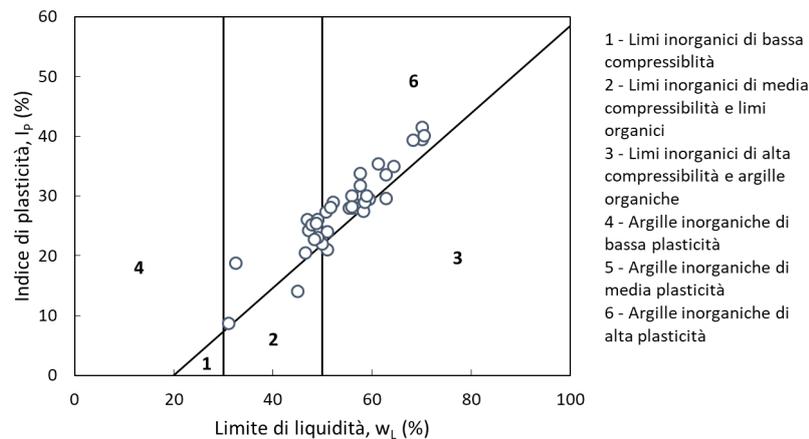


Figura 6.10 Carta di plasticità di Casagrande (UG1a)

### Granulometria

Ghiaia = 1% ÷ 55%    Sabbia = 2% ÷ 42%    Limo = 19% ÷ 63%    Argilla = 2% ÷ 63%

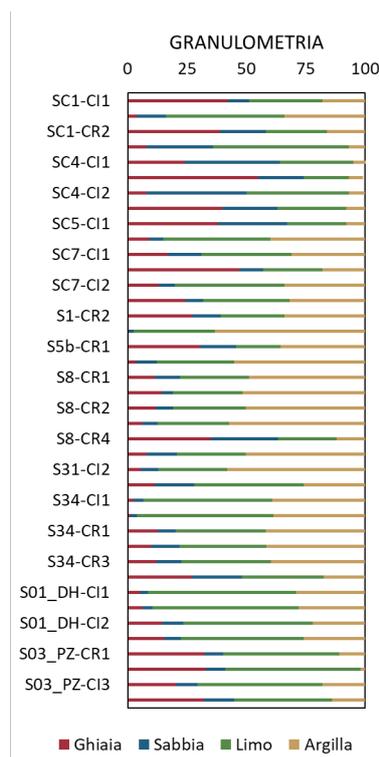


Figura 6.11 Granulometria (UG1a)

#### 6.1.1.2 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 e angolo di resistenza al taglio.

#### Prova di taglio diretto TD

Coesione

$c' = 0 \div 70$  kPa

PROGETTAZIONE ATI:

Angolo d'attrito  $\varphi' = 12^\circ \div 27^\circ$

Coesione residua  $c'_{res} = 0 \text{ kPa}$

Angolo d'attrito residuo  $\varphi'_{res} = 17^\circ \div 30^\circ$

**Prova triassiale consolidata non drenata TxCIU**

Coesione  $c' = 12 \div 27 \text{ kPa}$

Angolo d'attrito  $\varphi' = 21^\circ \div 30^\circ$

**Prova penetrometrica dinamica**

Angolo d'attrito  $\varphi' = 19^\circ \div 50^\circ$

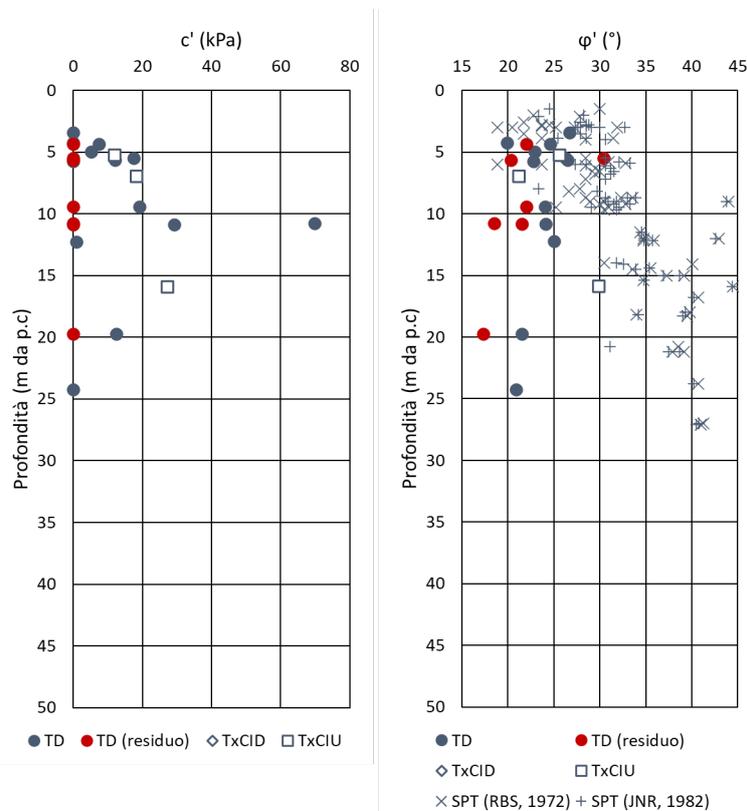


Figura 6.12 Coesione e angolo di attrito da prove in sito e laboratorio (UG1a)

**6.1.1.3 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 pressiometriche e delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di Stroud (1974) e Shioi e Fukui (1982) (§ 4.2.1.1).

**Prova triassiale non consolidata non drenata TxUU**

Coesione non drenata  $c_u = 63 \div 508 \text{ kPa}$

**Prova pressiometrica**

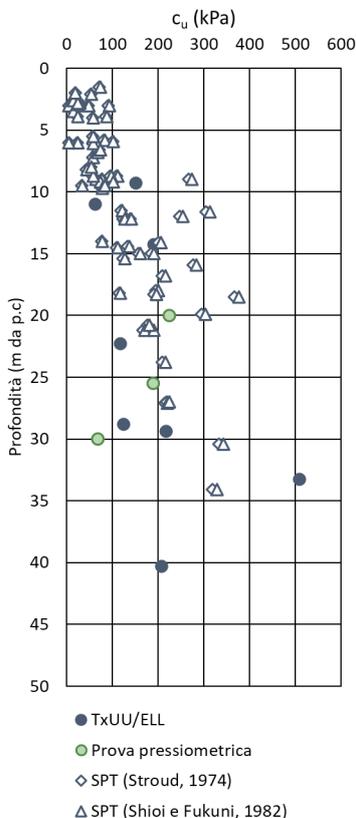
Coesione non drenata  $c_u = 68 \div 225 \text{ kPa}$

PROGETTAZIONE ATI:

*Prova penetrometrica dinamica*

Coesione non drenata

$c_u = 5 \div 377 \text{ kPa}$



**Figura 6.13 Coesione non drenata da prove in sito (UG1a)**

**6.1.1.4 Caratteristiche di deformabilità**

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

*Prova pressiometrica*

Modulo di Young

$E = 6 \div 41 \text{ MPa}$

*Prova penetrometrica dinamica*

Modulo di Young

$E = 1 \div 89 \text{ MPa}$

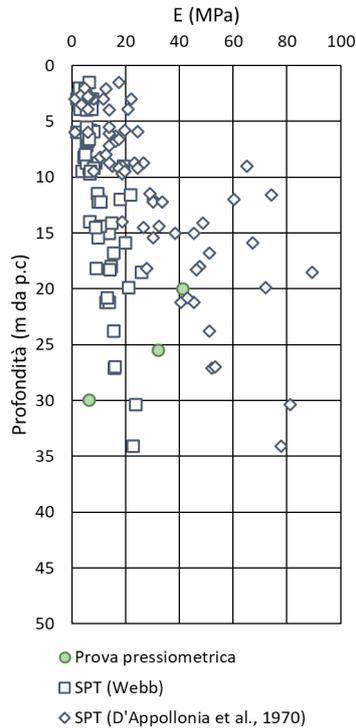


Figura 6.14 Modulo di Young operativo (UG1a)

## 6.1.2 Argilla (UG1b)

Nell'unità UG1b sono stati prelevati n. 6 campioni indisturbati e n. 8 campioni rimaneggiati.

### 6.1.2.1 Caratteristiche fisiche

#### Peso di volume

Peso di volume naturale  $\gamma_n = 19,8 \div 20,4 \text{ kN/m}^3$

#### Contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg

Contenuto naturale d'acqua  $w_n = 10,8\% \div 34,2\%$

Limite liquido  $w_L = 24,0\% \div 65,0\%$

Limite plastico  $w_P = 12,0\% \div 36,0\%$

Indice di plasticità  $I_P = 10,0\% \div 39,0\%$

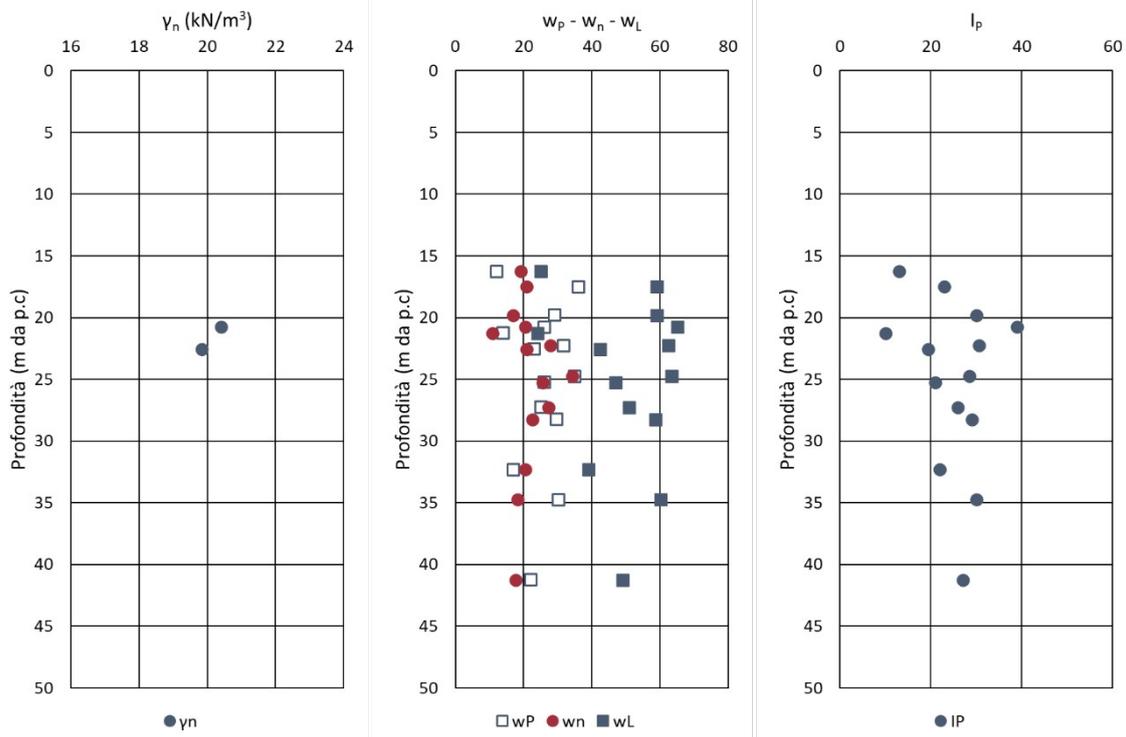


Figura 6.15 Peso di volume naturale, contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg e indice di plasticità (UG1b)

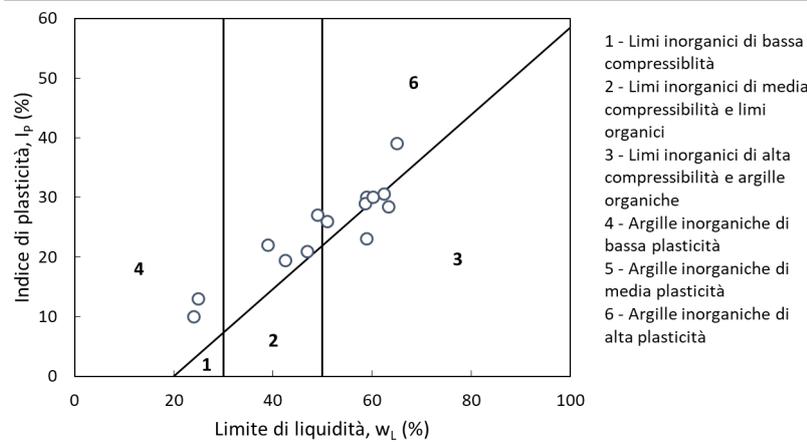


Figura 6.16 Carta di plasticità di Casagrande (UG1b)

**Granulometria**

Ghiaia = 3% ÷ 46%    Sabbia = 3% ÷ 53%    Limo = 14% ÷ 57%    Argilla = 4% ÷ 59%

PROGETTAZIONE ATI:

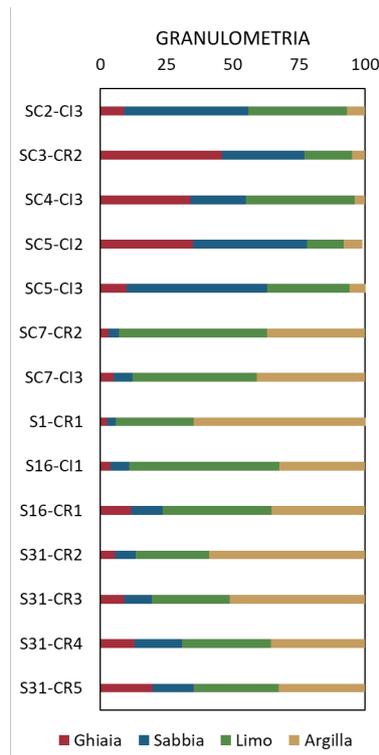


Figura 6.17 Granulometria (UG1b)

### 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 e angolo di resistenza al taglio.

#### Prova triassiale consolidata non drenata TxCIU

Coesione  $c' = 55 \text{ kPa}$   
 Angolo d'attrito  $\varphi' = 21^\circ$

#### Prova penetrometrica dinamica

Angolo d'attrito  $\varphi' = 27^\circ \div 53^\circ$

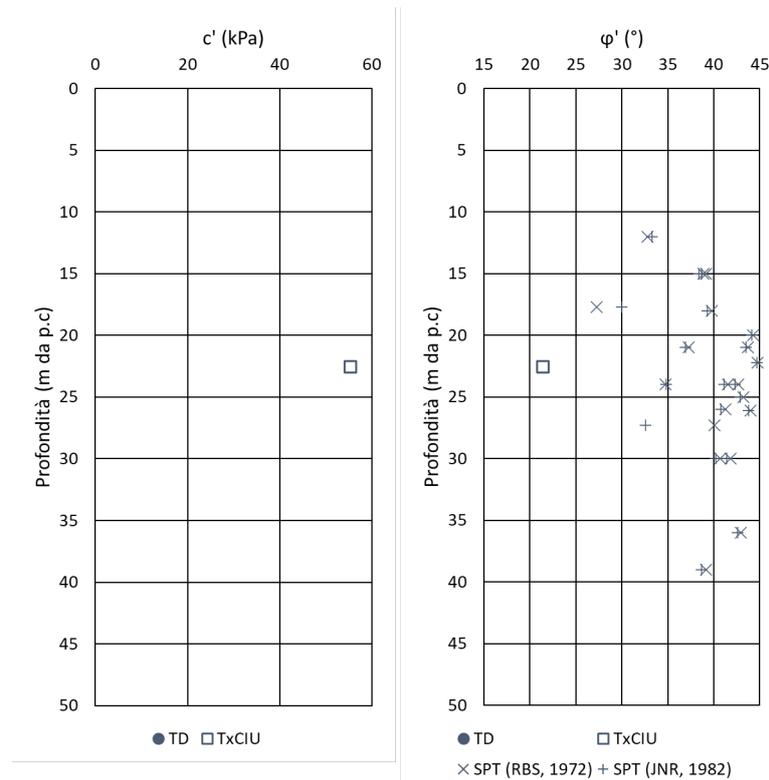


Figura 6.18 Coesione e angolo di attrito da prove in sito e laboratorio (UG1b)

### 6.1.2.3 Caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate

Per la determinazione della coesione non drenata sono stati considerati i risultati delle prove triassiali TxUU e delle prove SPT interpretate secondo le correlazioni di Stroud (1974) e Shioi e Fukui (1982) (§ 4.2.1.1).

#### Prova triassiale non consolidata non drenata TxUU

Coesione non drenata

$$c_u = 47 \div 831 \text{ kPa}$$

#### Prova penetrometrica dinamica

Coesione non drenata

$$c_u = 48 \div 421 \text{ kPa}$$

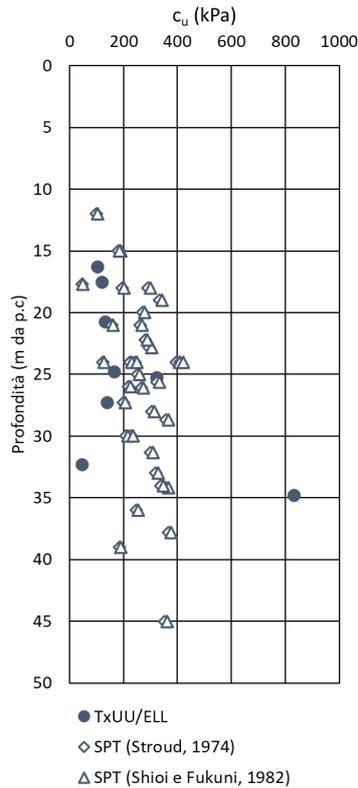


Figura 6.19 Coesione non drenata da prove in sito (UG1b)

#### 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) e AASHTO (1966) (§ 4.2.1.1).

#### Prova penetrometrica dinamica

Modulo di Young

$E = 4 \div 100 \text{ MPa}$

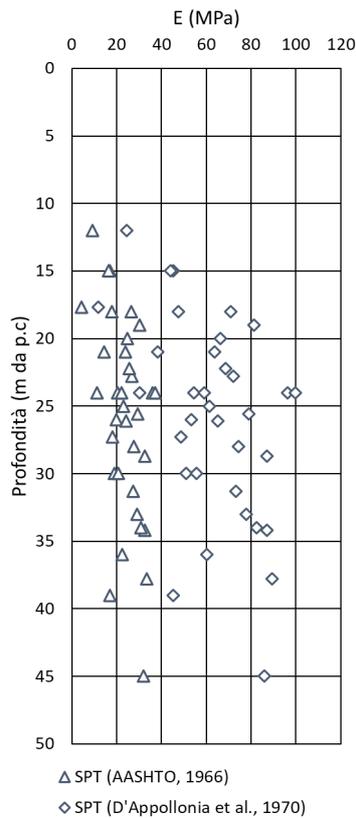


Figura 6.20 Modulo di Young operativo (UG1b)

### 6.1.3 Ghiaia (UG2)

Nell'unità UG2 sono stati prelevati n. 3 campione indisturbato e n. 8 campioni rimaneggiati.

#### 6.1.3.1 Caratteristiche fisiche

##### Peso di volume

Peso di volume naturale  $\gamma_n = 21,4 \text{ kN/m}^3$

##### Contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg

Contenuto naturale d'acqua  $w_n = 3,3\% \div 26,3\%$

Limite liquido  $w_L = 23,0\% \div 60,6\%$

Limite plastico  $w_P = 14,0\% \div 29,8\%$

Indice di plasticità  $I_P = 6,7\% \div 30,8\%$

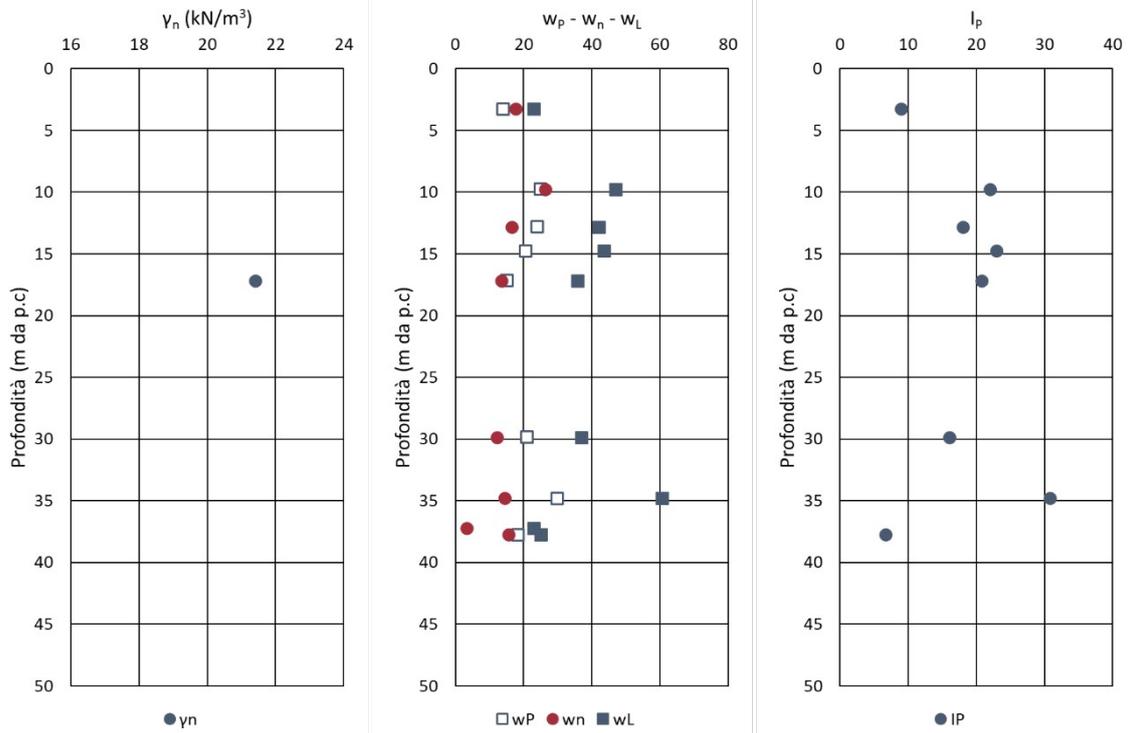


Figura 6.21 Peso di volume naturale, contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg e indice di plasticità (UG2)

**Granulometria**

Ghiaia = 12% ÷ 63%    Sabbia = 13% ÷ 31%    Limo = 10% ÷ 35%    Argilla = 0% ÷ 39%

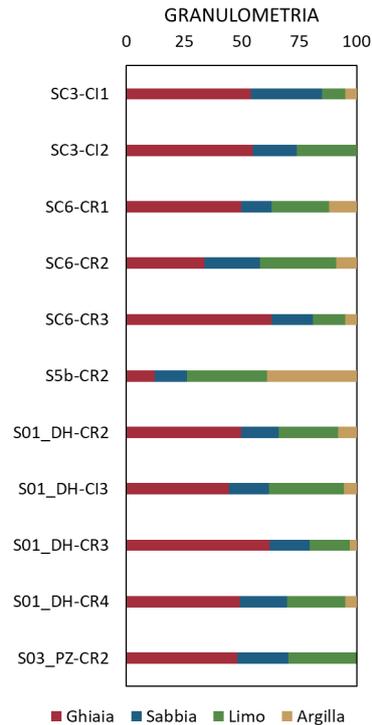


Figura 6.22 Granulometria (UG2)

### 6.1.3.2 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 e angolo di resistenza al taglio.

#### Prova di taglio diretto TD

Coesione  $c' = 16 \text{ kPa}$   
 Angolo d'attrito  $\varphi' = 28^\circ$

#### Prova penetrometrica dinamica

Angolo d'attrito  $\varphi' = 27^\circ \div 52^\circ$

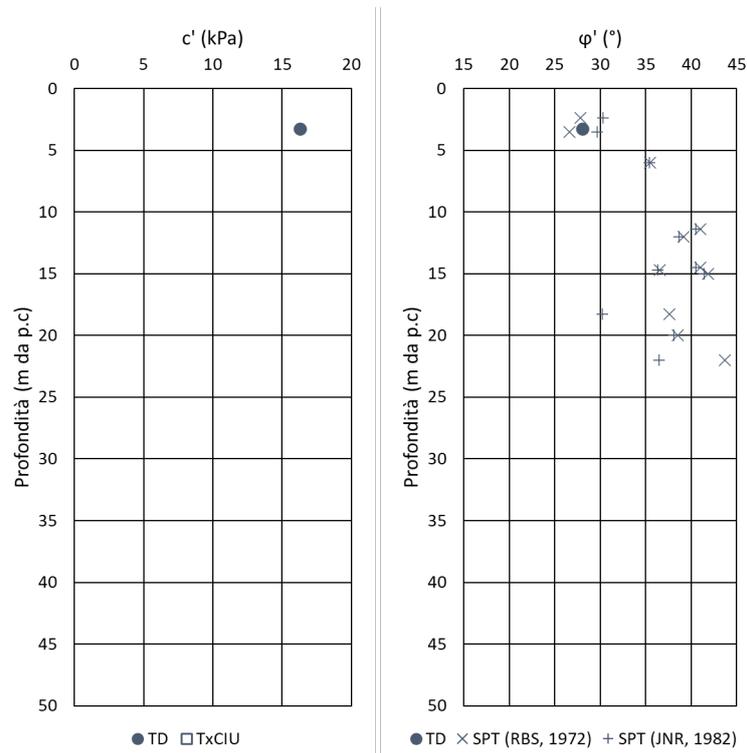


Figura 6.23 Coesione e angolo di attrito da prove in sito e laboratorio (UG2)

### 6.1.3.3 Caratteristiche di deformabilità

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

#### Prova pressiometrica

Modulo di Young

$E = 28 \text{ MPa}$

#### Prova penetrometrica dinamica

Modulo di Young

$E = 21 \div 84 \text{ MPa}$

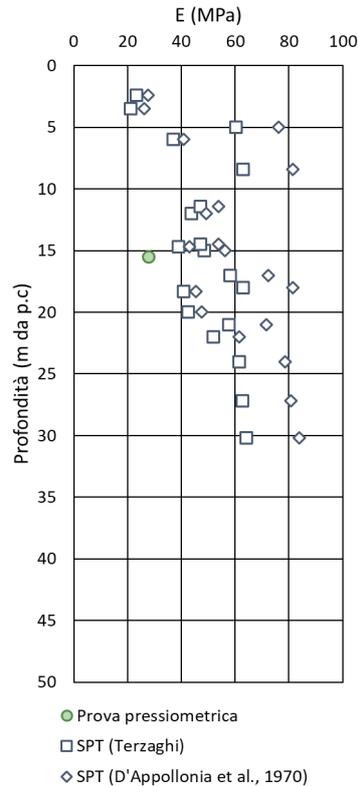


Figura 6.24 Modulo di Young operativo (UG2)

### 6.1.4 Corpo di frana (UG3)

Nell'unità UG3 sono stati prelevati n. 3 campioni indisturbati e n. 1 campione rimaneggiato.

#### 6.1.4.1 Caratteristiche fisiche

##### Peso di volume

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

##### Contenuto naturale d'acqua e limiti di Atterberg

Contenuto naturale d'acqua  $w_n = 13,3\% \div 35,4\%$

Limite liquido  $w_L = 43,0\% \div 62,6\%$

Limite plastico  $w_P = 22,0\% \div 29,6\%$

Indice di plasticità  $I_P = 20,0\% \div 33,0\%$

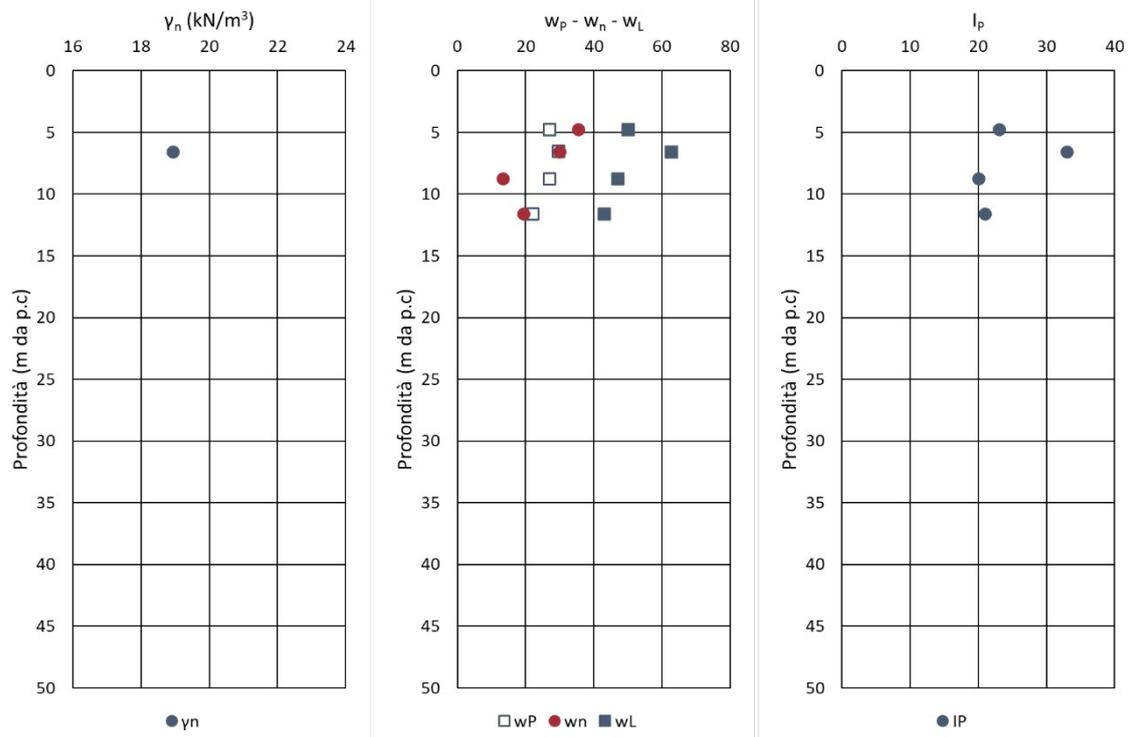


Figura 6.25 Peso di volume naturale, contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg e indice di plasticità (UG3)

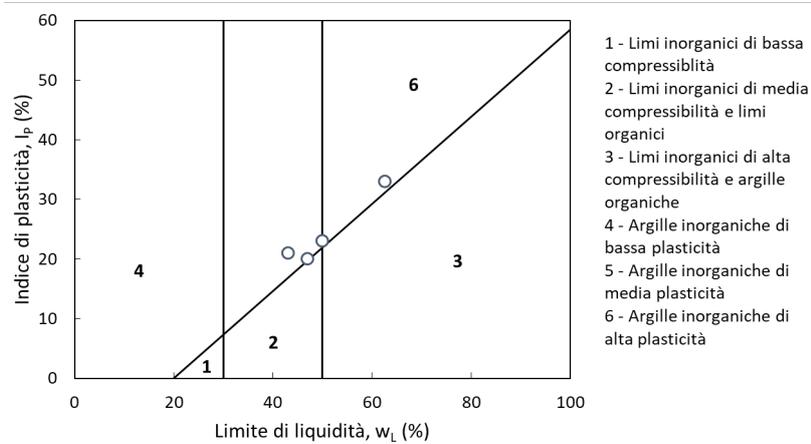


Figura 6.26 Carta di plasticità di Casagrande (UG3)

**Granulometria**

Ghiaia = 3% ÷ 44%    Sabbia = 5% ÷ 44%    Limo = 8% ÷ 32%    Argilla = 6% ÷ 61%

PROGETTAZIONE ATI:



Figura 6.27 Granulometria (UG3)

#### 6.1.4.2 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 e angolo di resistenza al taglio.

##### Prova di taglio diretto TD

Coesione	$c' = 0 \div 19 \text{ kPa}$
Angolo d'attrito	$\varphi' = 26^\circ \div 28^\circ$
Coesione residua	$c'_{\text{res}} = 0 \text{ kPa}$
Angolo d'attrito residuo	$\varphi'_{\text{res}} = 26^\circ$

##### Prova penetrometrica dinamica

Angolo d'attrito	$\varphi' = 20^\circ \div 30^\circ$
------------------	-------------------------------------

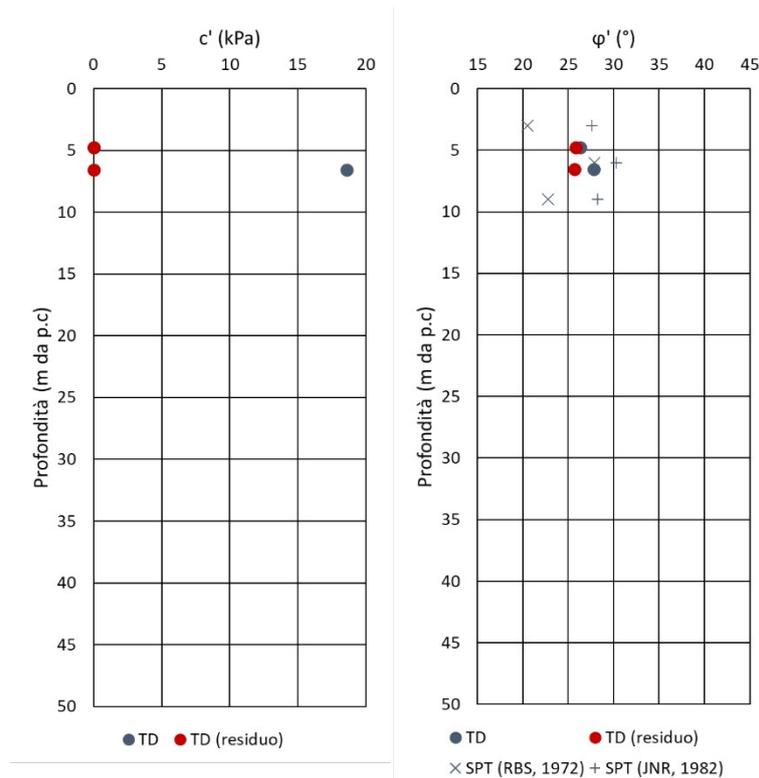


Figura 6.28 Coesione e angolo di attrito da prove in sito e laboratorio (UG3)

Assumere un valore di coesione, sia pur molto basso, per materiali in condizioni residue potrebbe non essere adeguatamente cautelativo; al tempo stesso, impostare una retta che intercetti l'origine degli assi ( $c' = 0$  kPa) porta ad un aumento dell'angolo di attrito residuo ( $\phi'_{res} \approx 26^\circ$ ).

Nel contesto delineato nello studio geologico è da ritenere che i materiali mobilizzati da fenomeni franosi possano avere valori di angolo di attrito anche inferiori a quelli ricavati dalle prove di taglio residuo. Con riferimento anche ai risultati ottenuti dalle prove di taglio residuo relativi all'unità UG1a (§ 6.1.1.2) si considerano valori di angolo di attrito in condizioni residue pari a  $\phi'_{res} = 18^\circ \div 22^\circ$ .

### 6.1.4.3 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).

#### Prova penetrometrica dinamica

Modulo di Young

$E = 1 \div 13$  MPa

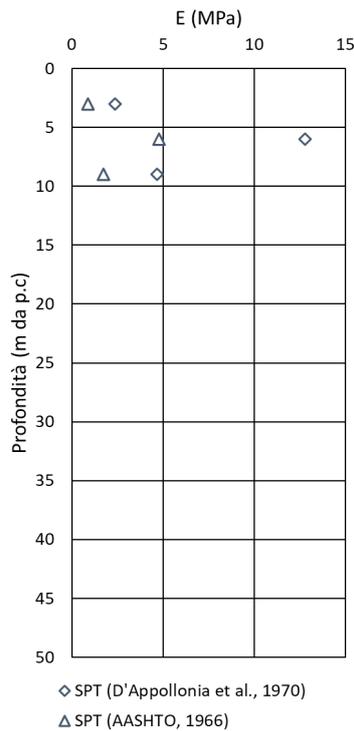


Figura 6.29 Modulo di Young operativo (UG3)

## 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 6-9).

Tabella 6-9 Sintesi parametri caratteristici

Unità geotecnica		$\gamma_n$	$c'$	$\varphi'$	$c_u$		$E$	
		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)		(MPa)	
UG1a	Argilla con ghiaia	18 ÷ 20	0 ÷ 20	24 ÷ 28	50 ÷ 100 100 ÷ 300	z < 10 m z ≥ 10 m	15 ÷ 30 30 ÷ 60	z < 15 m z ≥ 15 m
UG1b	Argilla	18 ÷ 20	10 ÷ 20	24 ÷ 26	50 ÷ 100 100 ÷ 300	z < 10 m z ≥ 10 m	15 ÷ 30 30 ÷ 60	z < 15 m z ≥ 15 m
UG2	Ghiaia	19 ÷ 20	0 ÷ 5	28 ÷ 32	-		30 ÷ 50 50 ÷ 100	z < 15 m z ≥ 15 m
UG3	Corpo di frana	18 ÷ 20	0 ÷ 20 [0]	24 ÷ 28 [18 ÷ 22]	-		5 ÷ 15	

[\*] = parametro in condizioni residue

## **7 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E SOLUZIONI TECNICHE ADOTTATE**

### **7.1 STABILITÀ DEI VERSANTI**

Come illustrato nella Relazione geologica (*codice elaborato T01GE01GEORE01*), dopo la rotatoria in corrispondenza di Via delle Guide Alpine, fino all'alveo del Torrente Bigontina, il tracciato di progetto si colloca al piede di una antica frana, oggi stabilizzata ma con alcune aree localmente instabili. Si riscontra la presenza di un colamento attivo, che interessa la porzione più a sud dell'opera. Nell'area si evidenziano zone umide, creep e smottamenti superficiali a riprova di alcune criticità residue. Morfologicamente l'area è caratterizzata da due ordini di terrazzo principali, uno attivo adiacente all'alveo torrentizio e uno superiore alla quota dei fabbricati, lungo Via delle Guide Alpine. Il lato spondale destro del torrente Boite invece risulta essere il piede di uno dei moltissimi colamenti lenti che caratterizzano la conca ampezzana.

Inoltre, sulla sponda sinistra del torrente Bigontina, poco a monte della confluenza con il Boite si riconoscono evidenze di un movimento franoso (probabilmente di colamento lento) di cui permangono sul terreno i segni del coronamento della frana oltre che indizi dei movimenti subiti. Le evidenze geomorfologiche suggeriscono che questo dissesto possa essere localmente attivo nella sua parte più corticale; si riconoscono infatti segni di creep e locali smottamenti superficiali. Inoltre anche la forte ansa formata dal Bigontina è un indizio del movimento avvenuto in passato. La zona potenzialmente critica è compresa tra la progressiva 600 m e la 660 m ed è in parte coperta da vegetazione.

Per il dettaglio degli interventi previsti si rimanda agli elaborati specifici, ed in particolare, alla "Relazione di calcolo degli interventi di stabilizzazione" (*codice elaborato T01GE02GETRE02*).

Nei seguenti paragrafi si descrivono i risultati della *back analysis* e la determinazione delle caratteristiche fisico meccaniche dei materiali che costituiscono il corpo di frana.

#### **7.1.1 Verifiche di stabilità**

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) che producono il raggiungimento delle condizioni di incipiente scorrimento del pendio ( $FS=1$ ).

La ricerca di un coefficiente di sicurezza prossimo (leggermente inferiore) all'unità è quindi in questo caso finalizzata all'individuazione delle condizioni di equilibrio limite o di incipiente rottura. Nella ricerca dei parametri dei terreni e della geometria della superficie di scorrimento critica condotta con queste analisi, l'obiettivo è quindi quello di verificare che la superficie di scorrimento ricostruita sulla base delle misure inclinometriche e dei dati geologici acquisiti possa essere compatibile con i parametri dei terreni stimati con le indagini, assumendo una superficie piezometrica che possa aver innescato l'evento di frana.

Le verifiche di stabilità sono state condotte utilizzando il codice di calcolo *Slide2 Modeler* della *Rocscience Inc.*, applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

## 7.2 FENOMENO FRANOSO DA PROG. 0+130 A PROG. 0+200

Nel seguito si riportano le analisi di stabilità, relative allo stato ante operam. Nei calcoli è stata considerata la superficie di scorrimento individuata negli elaborati geologici. Mediante la back analysis è possibile determinare i parametri di resistenza dei terreni, da confrontare con quelli determinati in laboratorio.

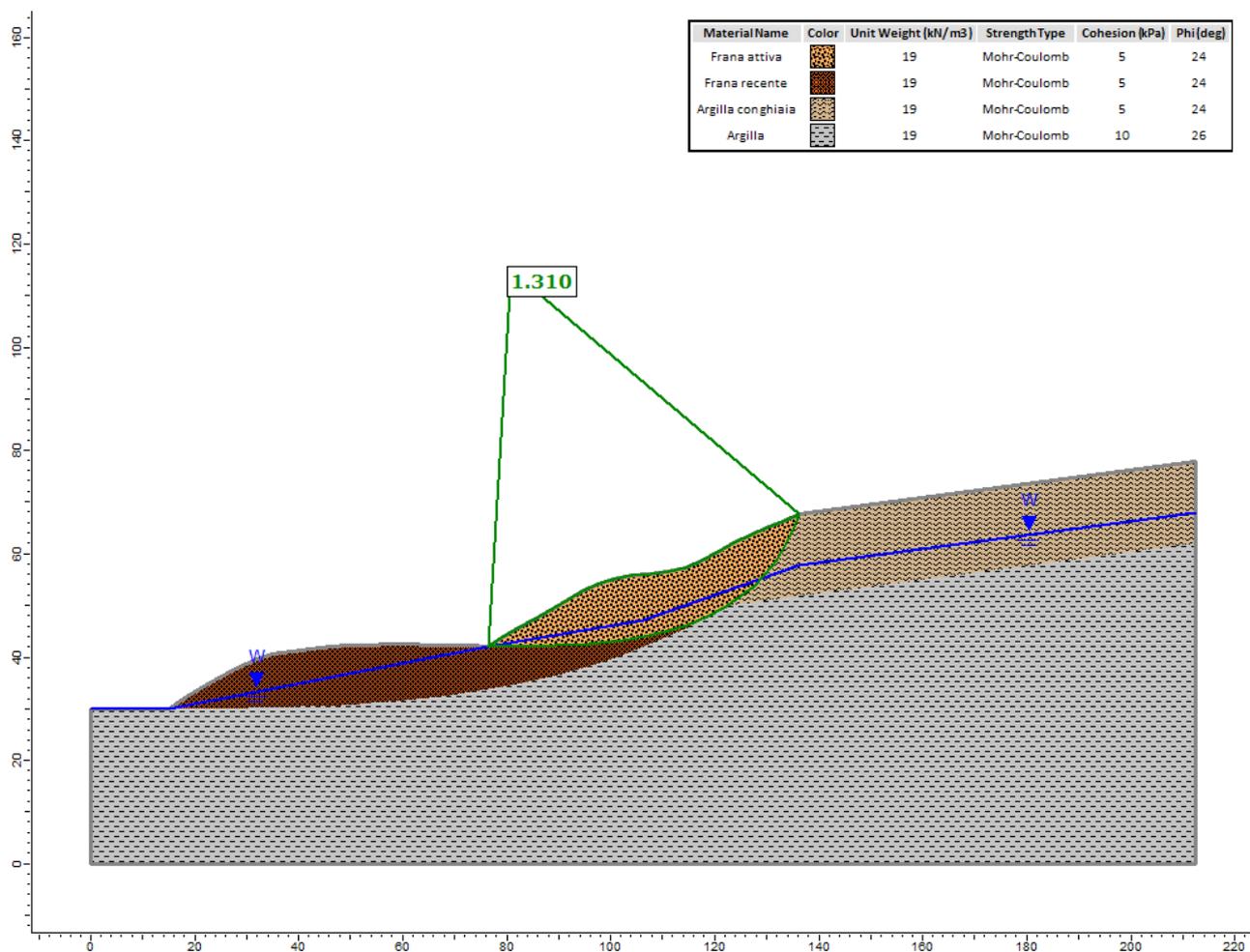


Figura 7.30 Verifica di stabilità, falda a 10 m dal p.c. (FS = 1,310)

Ai diversi terreni sono stati attribuiti gli stessi parametri ricercando prima il coefficiente di sicurezza per un tratto di pendio alquanto ampio e con un livello di falda corrispondente a quello individuato con le misure piezometriche (circa 10 m dal p.c.) che può ritenersi associabile alle condizioni più frequenti. Il coefficiente di sicurezza ricavato risulta essere  $FS_{min} = 1,31$  (Figura 7.30).

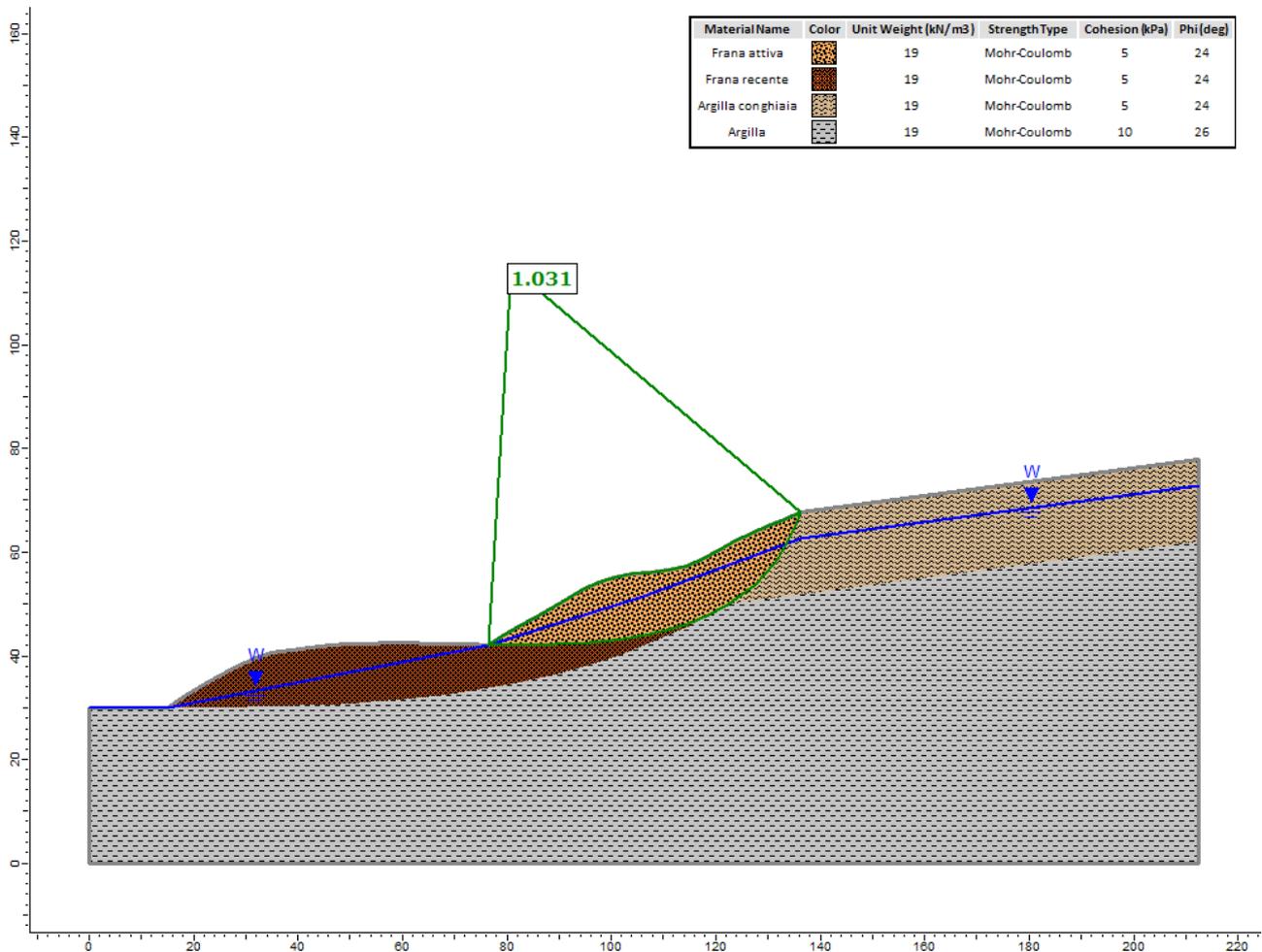


Figura 7.31 Verifica di stabilità, falda superficiale (FS = 1,031)

Lasciando invariati i parametri fisico meccanici dei terreni, ma ipotizzando un livello di falda più superficiale, si osserva una riduzione del coefficiente di sicurezza, il quale risulta prossimo all'unità ( $FS_{min}=1,03$ ) con una superficie di scorrimento del tutto compatibile con quella ottenuta con le misure inclinometriche (Figura 7.31).

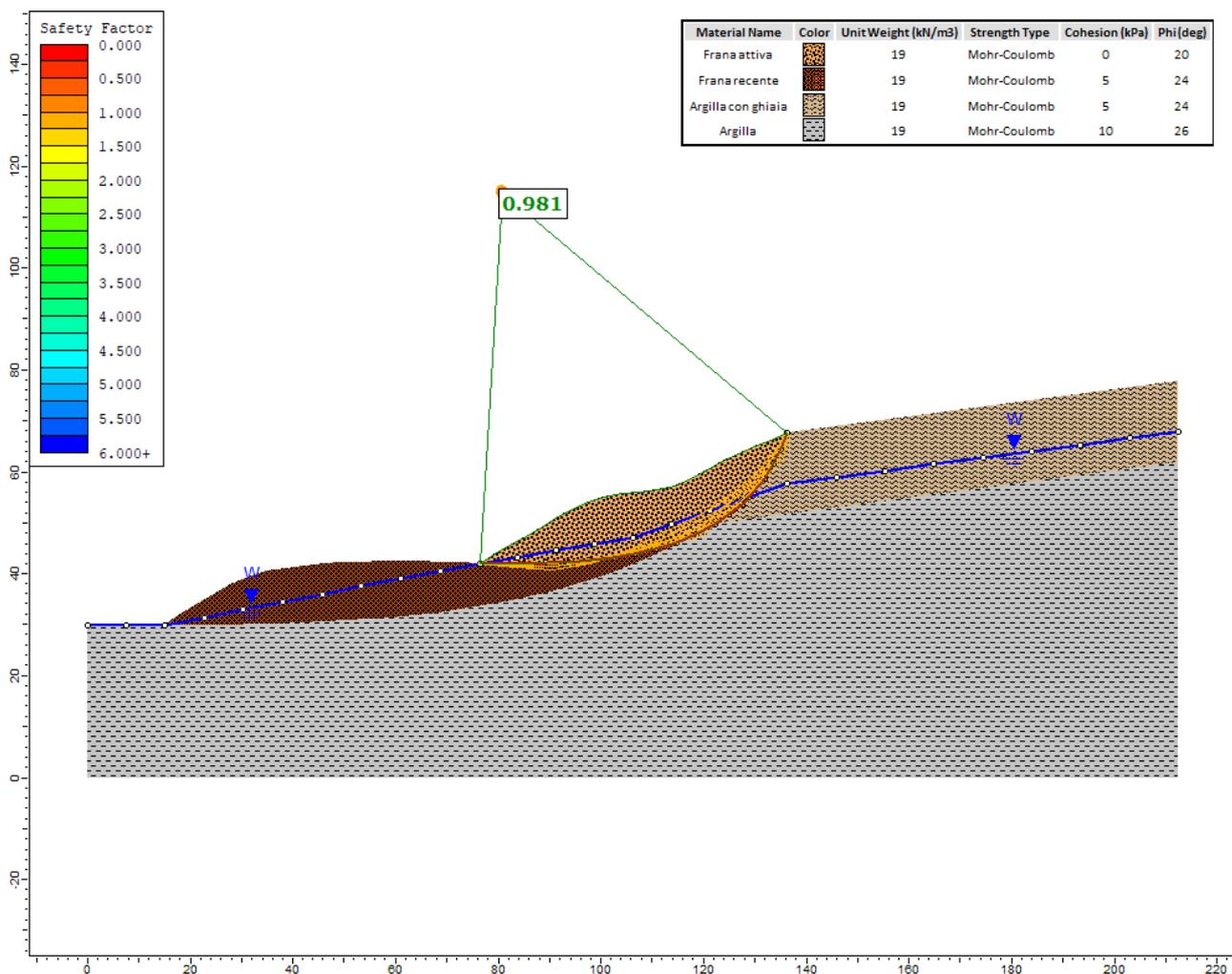


Figura 7.32 Verifica di stabilità, condizioni residue e falda a 10 m dal p.c. (FS = 0,981)

Nelle stesse ipotesi iniziali, ma in condizioni residue ( $c' = 0$  kPa,  $\phi' = 20^\circ$ ), il valore del coefficiente di sicurezza assume un valore leggermente inferiore all'unità,  $FS_{min} = 0,98$  (Figura 7.32). Tali parametri risultano essere associabili ai parametri residui del materiale dislocato dalla frana.

I risultati delle precedenti verifiche portano ad una serie di considerazioni sulla stabilità del pendio in esame:

- la stabilità del pendio risulta essere fortemente influenzata da eventuali variazioni dei livelli piezometrici e una risalita dei livelli idraulici può rapidamente portare a condizioni di equilibrio limite. Un livello di falda corrispondente a quello che si può verificare in periodi di intense e prolungate precipitazioni possono portare all'attivazione (o riattivazione) di movimenti franosi anche con i parametri di picco dei terreni.
- un livello di coesione nullo e il decadimento dei valori di resistenza verso quelli residui a seguito della mobilitazione del materiale può portare ad un progressivo peggioramento delle condizioni di stabilità. Materiali già mobilizzati possono quindi raggiungere condizioni

di equilibrio limite o di incipiente rottura anche per condizioni piezometriche meno gravose di quelle che attiverrebbero il dissesto con parametri di picco.

### 7.3 FENOMENO DI FRANA DA PROG. 0+600 A PROG. 0+660

La sezione geologica è stata ricostruita sulla base dei sondaggi S5a-IN e S5b-IN, entrambi attrezzati con inclinometro.

La *back analysis* è stata condotta ricercando la superficie di scorrimento che meglio approssima la geometria della superficie ricostruita su basi geomorfologiche e in relazione ai primi indizi di movimento segnalati dall'inclinometro. In particolare, risulta che una superficie di scorrimento non circolare è quella che meglio approssima la condizione ricostruita. Il livello piezometrico ricostruito è quello derivante con le osservazioni sul vicino piezometro SC5-PZ.

Si ricava un valore di angolo di attrito pari a  $\phi' = 18^\circ$  e coesione nulla. Tali parametri risultano essere associabili ai parametri residui del materiale dislocato dalla frana.

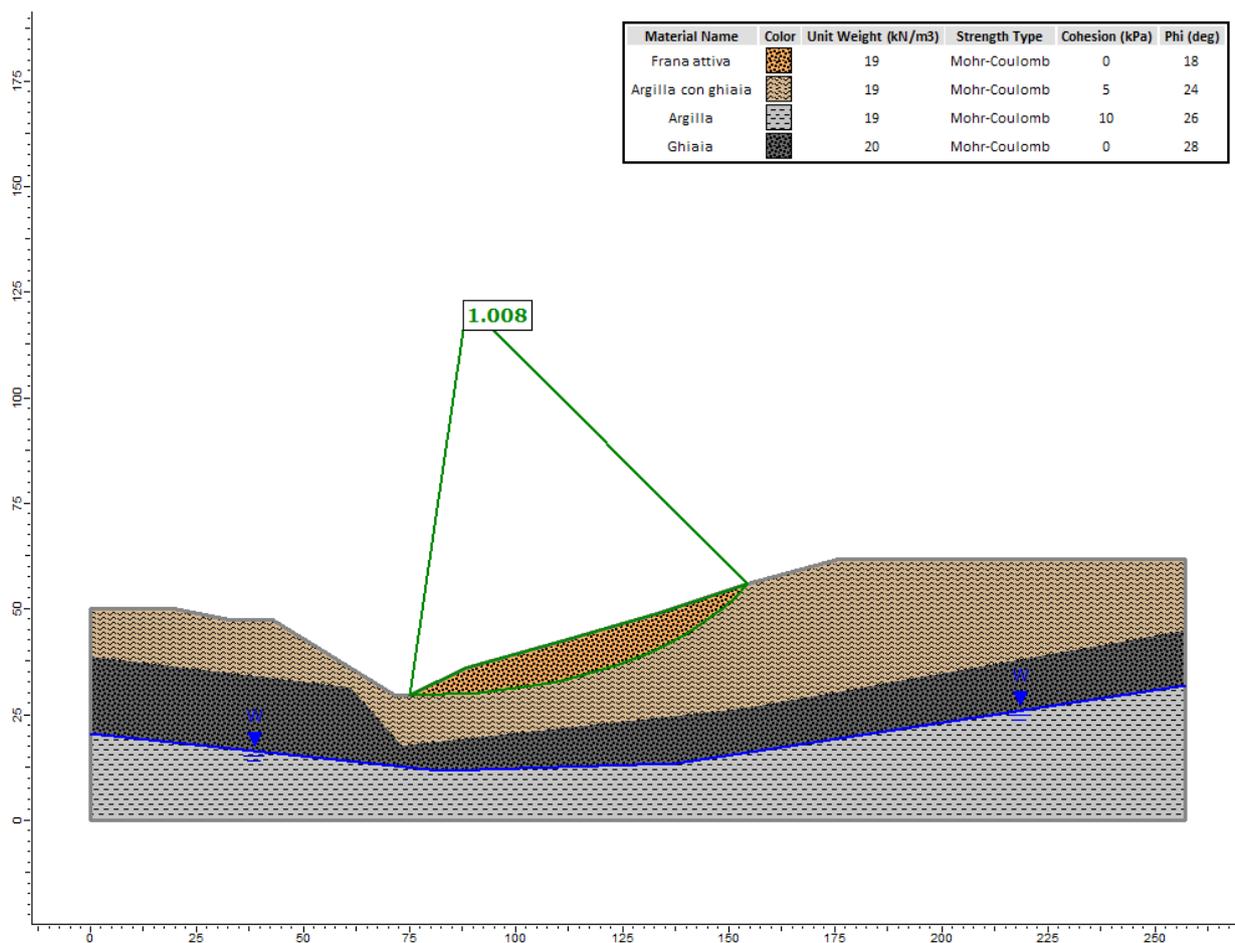


Figura 7.33 Verifica di stabilità, condizioni residue (FS = 1,008)

8 ALLEGATI

8.1 RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SU CAMPIONI DI TERRENO

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso di volume essiccato	Limite liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di attività	Indice di consistenza	Granulometria				Prova TD				Prova TxCIU		Prova UU	
				z (m da p.c.)	Z <sub>cam,0</sub> (m da p.c.)										Z <sub>cam,f</sub> (m da p.c.)	W <sub>n</sub> (%)	Y <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	Y <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub> (%)	I <sub>A</sub> (-)	I <sub>c</sub> (-)	Ghiaia (%)		Sabbia (%)
2017	SC1	30	CI1	4,70	5,20	Ghiaia con limo argillosa debolmente sabbiosa	9,00			56,00	28,00	28,00	1,56	1,20	42	9	31	18	5	23						
2017	SC1	30	CR1	8,20	8,60	Limo con argilla sabbiosa	19,00	19,20	14,80	58,00	28,00	30,00	0,88	1,12	4	12	50	34								
2017	SC1	30	CR2	17,60	18,00	Ghiaia con limo debolm. sabbiosa debolm. argillosa	16,90			47,00	21,00	26,00	1,63	1,43	39	19	26	16								
2017	SC2	30	CI1	4,50	5,00	Ghiaia con sabbia debolm. limosa debolm. argillosa	20,50	20,40	16,60	50,00	27,00	23,00	3,05	0,63	44	41	8	8	0	26	0	26				
2017	SC2	30	CR1	8,50	9,00	Sabbia con limo ghiaiosa debolm. argillosa	35,20	17,80	13,17	47,00	27,00	20,00	2,52	1,69	22	44	25	8								
2017	SC2	30	CI2	11,40	11,80	Sabbia con limo con ghiaia debolm. argillosa	34,20			43,00	22,00	21,00	3,75	1,12	27	38	30	6								
2017	SC2	30	CI3	17,30	17,70	Sabbia con limo debolm. ghiaiosa debolm. argillosa	19,80			59,00	36,00	23,00	3,19	1,66	9	47	37	7							119	
2017	SC3	25	CI1	3,00	3,50	Ghiaia con sabbia debolm. limosa debolm. argillosa	30,00	18,92	14,55	23,00	14,00	9,00	1,88	0,59	54	31	10	5	16	28	0	29				
2017	SC3	25	CI2	9,50	10,00	Ghiaia con limo sabbiosa	26,10	19,23	15,25	47,00	25,00	22,00		0,94	55	19	26	0								101
2017	SC3	25	CR1	13,00	13,50	Limo con sabbia debolm. ghiaioso debolm. argilloso	26,60			51,00	30,00	21,00	2,94	1,21	8	28	57	7								
2017	SC3	25	CR2	21,00	21,50	Ghiaia con sabbia limosa debolm. argillosa	14,40			24,00	14,00	10,00	1,92	1,32	46	31	18	5								
2017	SC4	25	CI1	1,00	1,50	Sabbia con limo ghiaiosa debolm. argillosa	30,30	18,75	14,39	50,00	28,00	22,00	3,93	-0,47	24	40	31	6								
2017	SC4	25	CR1	3,50	4,00	Ghiaia sabbiosa limosa debolm. argillosa	23,40	19,91	16,14						55	19	19	6								
2017	SC4	25	CI2	10,50	11,00	Limo con sabbia debolm. ghiaiosa debolm. argillosa	32,20			45,00	31,00	14,00	1,96	1,64	8	42	43	7	70	12	0	19				
2017	SC4	25	CI3	16,00	16,50	Limo con ghiaia sabbioso	32,90			25,00	12,00	13,00	3,12	0,45	34	21	41	4								104
2017	SC5	45	CR1	3,20	3,80	Ghiaia con limo sabbiosa debolm. argillosa	28,80			51,00	27,00	24,00	3,18	0,95	40	23	29	8								

GEOLOGIA E GEOTECNICA – GEOTECNICA – RELAZIONE GEOTECNICA

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso di volume essiccato	Limite liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di attività	Indice di consistenza	Granulometria				Prova TD				Prova TxCIU		Prova UU
				Z <sub>cam,0</sub>	Z <sub>cam,f</sub>										Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	c'	φ'	c' <sub>res</sub>	φ' <sub>res</sub>	c'	φ'	
		z					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>	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)
		(m da p.c.)	(m da p.c.)	(m da p.c.)	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)		
2017	SC5	45	CI1	7,50	8,00	Ghiaia con sabbia con limo debolm. argillosa	14,50			49,00	26,00	23,00	2,88	1,19	38	29	25	8							
2017	SC5	45	CI2	32,00	32,60	Sabbia con ghiaia limosa debolm. argillosa	20,80	19,83	16,42	39,00	17,00	22,00	3,06	0,84	35	43	14	7							47
2017	SC5	45	CI3	41,00	41,50	Sabbia con limo debolm. ghiaiosa debolm. argillosa	27,20			49,00	22,00	27,00	3,88	1,16	10	53	31	7							
2017	SC6	40	CI1	4,00	4,50	Limo con argilla debolm. ghiaioso debolm. sabbioso	28,20	19,00	14,82	57,00	29,00	28,00	0,70	0,83	9	6	45	40	0	20					
2017	SC6	40	CR1	12,60	13,00	Ghiaia con limo sabbiosa argillosa	24,10	19,64	15,83	42,00	24,00	18,00		1,42	50	13	25	12							
2017	SC6	40	CR2	29,70	30,00	Ghiaia con limo sabbiosa debolm. argillosa	32,60			37,00	21,00	16,00	1,78	1,55	34	24	33	9							
2017	SC6	40	CR3	37,00	37,40	Ghiaia sabbiosa limosa debolm. argillosa	27,80			23,00					63	18	14	5							
2017	SC7	30	CI1	5,50	6,00	Limo con argilla ghiaiosa sabbiosa	25,50			49,00	23,00	26,00	0,84	1,03	17	14	38	31	0	23					
2017	SC7	30	CR1	8,50	9,00	Ghiaia con limo argillosa sabbiosa	22,60			49,00	23,00	26,00	1,44	1,54	47	10	25	18							
2017	SC7	30	CI2	10,70	11,20	Limo con argilla ghiaiosa debolm. sabbiosa	18,30			56,00	26,00	30,00	0,88	1,23	13	7	46	34							63
2017	SC7	30	CR2	19,60	20,00	Limo con argilla	34,00	18,16	13,56	59,00	29,00	30,00	0,81	1,40	3	4	56	37							
2017	SC7	30	CI3	20,50	21,00	Limo con argilla debolm. ghiaioso	33,90	18,06	13,48	65,00	26,00	39,00	0,95	1,14	5	7	47	41							132
2020	S1	60	CI1	6,70	7,20	Limo con argilla ghiaioso debolm. sabbioso	22,10			58,00	29,70	28,30	0,89	0,81	24	8	36	32					18	21	
2020	S1	60	CR1	24,50	25,00	Argilla con limo	22,40			63,40	35,00	28,40	0,52	1,03	3	3	29	55							165
2020	S1	60	CR2	29,10	29,60	Argilla con ghiaia con limo debolm. sabbiosa	19,00			59,40	29,90	29,50		1,34	27	12	27	34							217
2020	S5b	43	CI1	6,30	6,80	Argilla con limo	18,50			62,60	29,60	33,00	0,55	0,99	3	5	32	61	19	28	0	26			
2020	S5b	43	CI2	10,60	11,10	Argilla con limo	27,30	19,20	15,10	64,40	29,50	34,90	0,55	1,10	1	2	34	63	29	24	0	22			
2020	S5b	43	CR1	19,50	20,00	Argilla con ghiaia limosa sabbiosa	32,60			50,80	23,50	27,30	0,77	0,89	30	15	19	36	13	22	0	17			
2020	S5b	43	CR2	34,60	35,00	Argilla con limo sabbiosa ghiaiosa	30,80	18,70	14,30	60,60	29,80	30,80	0,79	1,50	12	14	35	39							837

PROGETTAZIONE ATI:

GEOLOGIA E GEOTECNICA – GEOTECNICA – RELAZIONE GEOTECNICA

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso di volume essiccato	Limite liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di attività	Indice di consistenza	Granulometria				Prova TD				Prova TxCIU		Prova UU
				Z <sub>cam,0</sub>	Z <sub>cam,f</sub>										Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	c'	φ'	c' <sub>res</sub>	φ' <sub>res</sub>	c'	φ'	
		z (m da p.c.)			W <sub>n</sub>	Y <sub>n</sub>	Y <sub>d</sub>	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	I <sub>A</sub>	I <sub>C</sub>													
			(m da p.c.)	(m da p.c.)	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)		
2020	S8	60	CI1	4,10	4,60	Argilla con limo debolm. sabbiosa			70,10	28,60	41,50	0,75	0,96	4	9	33	55	7	25	0	22				
2020	S8	60	CR1	9,20	9,65	Argilla con limo sabbiosa ghiaiosa	13,40	21,40	18,90	47,20	23,00	24,20	0,50	0,98	11	11	29	49	19	24	0	22			
2020	S8	60	CI2	16,00	16,50	Argilla con limo ghiaiosa			70,20	30,80	39,40	0,77	0,96	14	5	29	52								
2020	S8	60	CR2	22,00	22,50	Argilla con limo ghiaiosa debolm. sabbiosa			70,50	30,40	40,10	0,80	0,94	12	7	31	50							117	
2020	S8	60	CR3	25,50	26,00	Argilla con limo debolm. sabbiosa debolm. ghiaiosa	33,00	18,60	14,00	68,30	29,00	39,30	0,69	1,01	6	7	30	57							
2020	S8	60	CR4	28,50	29,00	Ghiaia con sabbia con limo argillosa	42,50			32,50	13,70	18,80	1,55	0,96	35	28	25	12						125	
2020	S16	30	CI1	22,30	22,80	Limo con argilla debolm. sabbioso	35,00	17,20	12,80	42,50	23,10	19,40	0,60	1,12	4	7	57	32					55	21	
2020	S16	30	CR1	27,00	27,50	Limo con argilla ghiaioso sabbioso	25,60	18,30	14,60	51,00	25,10	25,90	0,73	0,92	12	12	41	35						138	
2020	S31	50	CI1	5,40	5,90	Argilla con limo ghiaioso debolm. sabbioso	21,60	19,90	16,40	46,60	26,10	20,50	0,41	0,90	8	13	29	50	12	27	0	20			
2020	S31	50	CI2	14,00	14,50	Argilla con limo debolm. sabbioso debolm. ghiaioso	15,50			47,90	22,70	25,20	0,43	0,94	6	7	29	58						190	
2020	S31	50	CR1	18,00	18,50	Limo con argilla sabbioso ghiaioso	9,00			58,30	30,80	27,50	1,06	0,93	12	17	46	26							
2020	S31	50	CR2	22,00	22,50	Argilla con limo debolm. sabbioso	19,00	19,20	14,80	62,40	31,80	30,60	0,52	1,13	5	8	28	59							
2020	S31	50	CR3	25,00	25,50	Argilla con limo sabbiosa debolm. ghiaiosa	16,90			47,00	26,10	20,90	0,41	1,03	9	10	29	51						323	
2020	S31	50	CR4	28,00	28,50	Argilla con limo sabbiosa ghiaiosa	20,50	20,40	16,60	58,70	29,70	29,00	0,81	1,24	13	18	34	36							
2020	S31	50	CR5	34,50	35,00	Argilla con limo con ghiaia debolm. sabbiosa	35,20	17,80	13,17	60,20	30,20	30,00	0,91	1,40	20	15	32	33						831	
2020	S34	50	CI1	5,00	5,50	Limo con argilla	34,20			58,60	29,60	29,00	0,76	0,85	2	4	54	39					12	26	
2020	S34	50	CI2	9,00	9,50	Limo con argilla	19,80			58,90	28,90	30,00	0,78	0,83	1	3	58	39						151	
2020	S34	50	CR1	28,00	28,50	Argilla con limo ghiaiosa debolm. sabbiosa	30,00	18,92	14,55	52,20	23,30	28,90	0,69	1,04	13	8	38	42							
2020	S34	50	CR2	33,00	33,50	Argilla con limo sabbiosa ghiaiosa	26,10	19,23	15,25	51,70	23,60	28,10	0,68	1,04	10	12	37	42						508	

PROGETTAZIONE ATI:

Anno	Sondaggio	Profondità	Campione	Profondità campione		Classificazione AGI	Contenuto naturale d'acqua	Peso di volume naturale	Peso di volume essiccato	Limite liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di attività	Indice di consistenza	Granulometria				Prova TD				Prova TxCIU		Prova UU
				Z <sub>cam,0</sub>	Z <sub>cam,f</sub>										Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	c'	φ'	c' <sub>res</sub>	φ' <sub>res</sub>	c'	φ'	
		z (m da p.c.)			W <sub>n</sub>	Y <sub>n</sub>	Y <sub>d</sub>	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	I <sub>A</sub>	I <sub>C</sub>													
			(m da p.c.)	(m da p.c.)	(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)		
2020	S34	50	CR3	36,10	36,60	Argilla con limo ghiaiosa sabbiosa	26,60			31,10	22,40	8,70	0,72	1,39	12	11	38	40							
2020	S34	50	CR4	40,00	40,50	Limo con ghiaia con sabbia argilloso	14,40			48,80	23,40	25,40	1,46	1,19	27	21	35	17							207
2021	S01_D H	40	CI1	5,25	5,70	Limo con argilla	30,30	18,75	14,39	61,30	25,90	35,40		0,96	5	3	63	29	17	26	0	30			
2021	S01_D H	40	CR1	9,00	9,50	Limo con argilla debolm. ghiaioso	23,40	19,91	16,14	57,70	23,90	33,80		0,74	6	4	62	28							
2021	S01_D H	40	CI2	10,60	11,00	Limo con argilla ghiaioso debolm. sabbioso	32,20			57,60	25,90	31,70		0,85	15	9	55	22							
2021	S01_D H	40	CR2	14,50	15,00	Ghiaia con limo sabbiosa debolm. argillosa	32,90			43,50	20,60	22,90		1,90	50	16	26	8							
2021	S01_D H	40	CI3	17,00	17,30	Ghiaia con limo sabbiosa debolm. argillosa	28,80			35,80	15,00	20,80		1,08	44	17	33	6							
2021	S01_D H	40	CR3	21,00	21,50	Ghiaia sabbiosa limosa	14,50								62	18	17	3							
2021	S01_D H	40	CR4	27,75	28,25	Ghiaia con limo con sabbia	20,80	19,83	16,42						49	20	25	5							
2021	S03_PZ	55	CI1	3,20	3,60	Limo con argilla ghiaioso	27,20			62,80	29,20	33,60		0,89	15	7	52	26	0	27					
2021	S03_PZ	55	CR1	7,50	8,00	Limo con ghiaia debolm. argilloso debolm. sabbioso	28,20	19,00	14,82	48,40	25,70	22,70		0,26	32	8	49	11							
2021	S03_PZ	55	CI2	12,00	12,50	Limo con ghiaia debolm. sabbioso	24,10	19,64	15,83	62,80	33,20	29,60		0,94	33	8	57	2	1	25					
2021	S03_PZ	55	CI3	15,70	16,10	Limo con ghiaia argilloso debolm. sabbioso	32,60			55,40	27,40	28,00		1,06	20	9	53	18					27	30	
2021	S03_PZ	55	CI4	24,00	24,50	Limo con ghiaia argilloso debolm. argilloso debolm. sabbioso	27,80			55,90	27,70	28,20		1,22	32	13	41	14	0	21					
2021	S03_PZ	55	CR2	37,50	38,00	Ghiaia con limo sabbiosa	25,50			25,00	18,30	6,70		1,42	48	22	30	0							