

**S.S.51 "ALEMAGNA"**  
VARIANTE DI LONGARONE

**PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

COD. VE407

**PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG**

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE e PRGETTISTA:

Dott. Ing. Massim Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma A26031)

PROGETTISTA:

Responsabile Tracciato stradale: Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)  
Responsabile Strutture: Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)  
Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)  
Responsabile Ambiente: Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma A15138)

COORDINATORE ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. MariaAntonietta Merendino (Ord. Ing. Prov. Roma A28481)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Ettore De Cesbron De La Grennelais

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:



**GEOLOGIA, GEOTECNICA E SISMICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPVE0407 D 21

NOME FILE

VE407\_T00GE00GETRE01\_C

CODICE ELAB.

T00GE00GETRE01

REVISIONE

C

SCALA:

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D					
C	REVISIONE IN RISCONTRO RICHIESTE CSLPP	MAR 2023	S. NARSETE	E. CURCURUTO	M. CAPASSO
B	REVISIONE PER RISCONTRO AI PARERI DI CDS PRELIMINARE DEL 14/09/2022	DIC 2022	S. NARSETE	E. CURCURUTO	M. CAPASSO
A	EMISSIONE	MAGGIO 2022	V. TURANO	M. CUCCARO	M. CAPASSO

SS 51 "Alemagna"		 <b>an</b> as <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	7
3	CENNO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO .....	8
4	INDAGINI GEOTECNICHE .....	9
<b>4.1</b>	<b>Campagna d'indagini 2021: .....</b>	<b>10</b>
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI .....	18
<b>5.1</b>	<b>Terreni sciolti.....</b>	<b>22</b>
	5.1.1 Materiale di riporto – TR .....	22
	5.1.2 Alluvioni a grana grossa – ALG .....	22
	5.1.3 Alluvioni fluvio-glaciali a grana grossa – FLG .....	27
<b>5.2</b>	<b>Rocce lapidee.....</b>	<b>31</b>
	5.2.1 Calcari e calcareniti - Ca .....	31
<b>5.3</b>	<b>Falda .....</b>	<b>43</b>
<b>5.4</b>	<b>Caratterizzazione fisico – meccanica dei terreni .....</b>	<b>43</b>
<b>5.5</b>	<b>Caratterizzazione sismica dei terreni.....</b>	<b>45</b>
6	RAPPORTI OPERE TERRENI.....	46
6.1	Viadotti – Gallerie .....	46
	6.1.1 VI01 - FRARI .....	46
	6.1.2 VI02 - DESEDAN.....	48
	6.1.3 VI03 - VILLANOVA.....	49
	6.1.4 VI04 - MAE .....	51
	6.1.5 VI05 - FIERA.....	52
	6.1.6 VI06 - MALCOM .....	53
	6.1.7 GN01 - CASTELLAVAZZO.....	54
	6.1.8 VI07 - FASON .....	56
6.2	Rilevati.....	57
7	QUESTIONI GEOTECNICHE .....	59
8	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI .....	63
<b>8.1</b>	<b>Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.....</b>	<b>63</b>

SS 51 "Alemagna"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

<b>8.2</b>	<b>Calcolo dei cedimenti in terreni a grana grossa .....</b>	<b>63</b>
<b>8.4</b>	<b>Risultati dei calcoli .....</b>	<b>65</b>
<b>9</b>	<b>MONITORAGGIO GEOTECNICO EDIFICI ESISTENTI.....</b>	<b>66</b>
<b>10</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE .....</b>	<b>68</b>
<b>10.1</b>	<b>Parametri di calcolo .....</b>	<b>68</b>
<b>10.2</b>	<b>Azione sismica .....</b>	<b>69</b>
<b>10.3</b>	<b>Codice di calcolo .....</b>	<b>70</b>
<b>10.4</b>	<b>Caratteristiche geotecniche dei terreni .....</b>	<b>70</b>
<b>10.5</b>	<b>Risultati delle verifiche.....</b>	<b>71</b>
	10.5.1 Rilevati .....	71
	10.5.2 Scavi provvisionali.....	72
	10.5.3 Rilevati svincolo SV01 .....	73

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## ELENCO DELLE FIGURE

Figura 1.1: Inquadramento S.S. 51 .....	5
Figura 1.2: Variante di Longarone – Asse di progetto .....	5
Figura 5.1: Terreni ALG – Andamento del passante in peso con la profondità .....	23
Figura 5.2: Terreni ALG – Valori di N <sub>30</sub> da prove SPT .....	24
Figura 5.3: Terreni ALG – Valori di angolo di resistenza al taglio da prove SPT .....	25
Figura 5.4: Terreni ALG – Valori del modulo elastico operativo da prove SPT .....	26
Figura 5.5: Terreni FLG – Andamento del passante in peso con la profondità .....	27
Figura 5.6: Terreni FLG – Valori di N <sub>30</sub> da prove SPT .....	28
Figura 5.7: Terreni FLG – Valori di angolo di resistenza al taglio da prove SPT .....	29
Figura 5.8: Terreni FLG – Valori del modulo elastico operativo da prove SPT .....	30
Figura 5.9: Ca – Andamento della resistenza a rottura $\sigma_{ci}$ con la profondità .....	31
Figura 5.10: Ubicazione Geostop .....	32
Figura 5.11: Gruppo A .....	34
Figura 5.12: Gruppo B .....	35
Figura 5.13: Ca – valore medio di RQD nello strato .....	36
Figura 5.14: Ca – RMR .....	37
Figura 5.15: Ca – caratteristiche di resistenza per ammasso non disturbato in asse galleria .....	38
Figura 5.16: Ca – caratteristiche di resistenza per ammasso disturbato in asse galleria .....	39
Figura 5.17: Ca – caratteristiche di resistenza per ammasso non disturbato in fondazione viadotto .....	40
Figura 5.18: Ca – Cerchi del Mohr .....	41
Figura 5.19: Ca – modulo elastico secante $E_{s50}$ .....	42
Figura 5.20: Ca – coefficiente di Poisson $\nu_{50}$ .....	42
Figura 6.1: VI01 – schema fisico di riferimento .....	47
Figura 6.2: VI02 – schema fisico di riferimento .....	48
Figura 6.3: VI03 – schema fisico di riferimento .....	50
Figura 6.4: VI04 – schema fisico di riferimento .....	51
Figura 6.5: VI05 – schema fisico di riferimento .....	52
Figura 6.6: VI06 – schema fisico di riferimento .....	54
Figura 6.7: GN01 – schema fisico di riferimento .....	55
Figura 6.8: VI07 – schema fisico di riferimento .....	56
Figura 6.9: progressiva 3+000, schema di calcolo dei cedimenti .....	58
Figura 6.10: progressiva 4+920, schema di calcolo dei cedimenti .....	58
Figura 7.1: Sezioni con protezione di sponda e piede con massi ciclopici. ....	61
Figura 7.2: Sezioni protezione di sponda con massi ciclopici e piede con jet grouting .....	62
Figura 8.1: schema di calcolo .....	64
Figura 9.1: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica .....	71
Figura 9.2: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica .....	72
Figura 9.3: Verifica di stabilità a breve termine viadotto Malcom spalla B – Superficie di scorrimento critica .....	73
Figura 9.4: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica .....	74
Figura 9.5: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica .....	74
Figura 9.6: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica .....	74
Figura 9.7: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica .....	75

## ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 4-1: Sondaggi eseguiti nella campagna d'indagini 2021/2022 .....	10
--	----

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Tabella 4-2: Operazioni in foro nella campagna d'indagini 2021/2022 .....	11
Tabella 4-3: Risultati delle Prove Penetrometriche Dinamiche SPT .....	13
Tabella 4-4: Campioni litoidi, indisturbati e rimaneggiati prelevati.....	15
Tabella 4-5: Prove Lèfranc, Lugeon e dilatometriche .....	16
Tabella 5-1: Classificazione geotecnica dei terreni .....	18
Tabella 5-2: Coefficiente A funzione dell'epoca geologica del deposito.....	20
Tabella 5-3: Coefficiente B funzione della composizione granulometrica del deposito .....	20
Tabella 5-4: Dip – Dip dir .....	33
Tabella 5-5: Dip – Dip dir gruppo A.....	34
Tabella 5-6: Dip – Dip dir gruppo B.....	35
Tabella 5-7: Caratteristiche di progetto dei terreni sciolti.....	44
Tabella 5-8: Caratteristiche di progetto delle rocce lapidee per la galleria .....	44
Tabella 5-9: Caratteristiche di progetto delle rocce lapidee non in galleria.....	45
Tabella 7-1: Spessori di scotico e bonifica.....	60
Tabella 8-1: Caratteristiche dei terreni di fondazione .....	63
Tabella 9-1: Coefficienti parziali per le azioni (Tabella 6.2.I - D.M. 17/01/2018).....	68
Tabella 9-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II - D.M. 17/01/2018) .....	68
Tabella 9-3: Coefficiente parziale di resistenza $\gamma R2$ (Tabella 6.8.I - D.M. 17/01/2018) .....	69
Tabella 9-4: Fattore di sicurezza minimo del rilevato di massima altezza .....	71
Tabella 9-5: Scavo provvisorio – fattore di sicurezza .....	72
Tabella 9-6: Fattore di sicurezza minimo del rilevato di massima altezza .....	73

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione Geotecnica</i>	

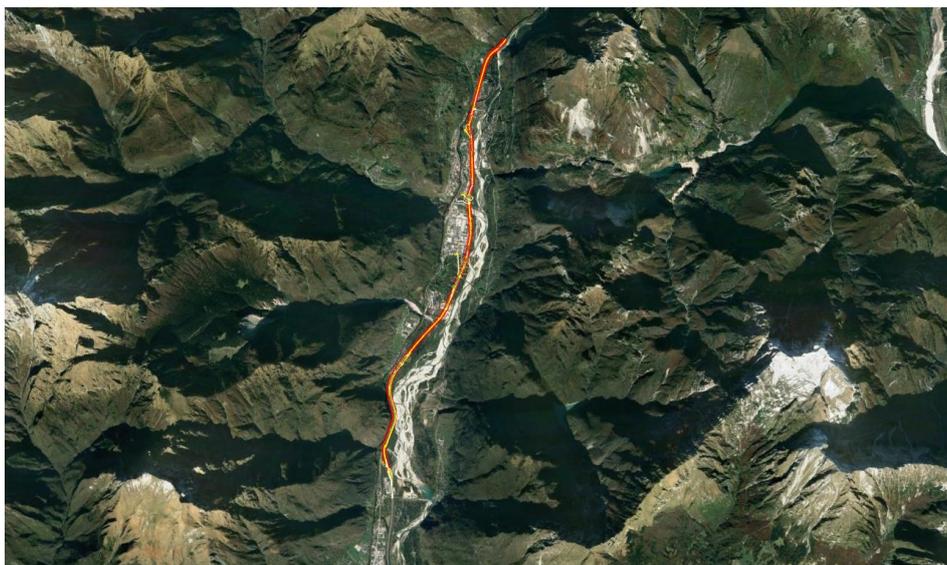
## 1 PREMESSA

---

Nella seguente relazione sono presentati i risultati degli studi svolti nell'ambito della caratterizzazione geotecnica in ambito del progetto definitivo dell'intervento di ricollocamento e costruzione riguardante la variante di Longarone lungo la S.S.51 "Alemagna".



*Figura 1.1: Inquadramento S.S. 51*



*Figura 1.2: Variante di Longarone – Asse di progetto*

SS 51 "Alemagna"		 GRUPPO FS ITALIANE
Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione Geotecnica</i>	

L'asse stradale attraversa unità geotecniche mediamente omogenee, che sono state analizzate sulla base di ricostruzioni geologiche dei terreni e dell'analisi delle indagini eseguite nel corso delle campagne svolte.

Sulla base della caratterizzazione esposta nei successivi capitoli, si è inoltre proceduto al calcolo delle condizioni di stabilità dei rilevati e al calcolo dei cedimenti nelle situazioni ritenute più gravose.

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

---

- Circolare Ministero dei LL.PP. 21/01/2109 n. 7 - Istruzione per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»»
- Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (G.U. Serie Generale n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8).
- Circolare Ministero dei LL.PP. 02/02/09 n. 617 - Istruzione per l'applicazione delle «Nuove Norme tecniche per le costruzioni».
- D.M. 14/01/2008 - «Nuove Norme tecniche per le costruzioni».
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274/2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.”; modificata dall'O.P.C.M. 3431 del 03/05/2005.
- Eurocodice 7.2 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI.
- Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI.
- Eurocodice 8 (1998). Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. UNI.
- Circolare ministeriale LL.PP. 24/09/88 n. 30483 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. 11/03/88 - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

### 3 CENNO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO

---

Dal punto di vista geologico si possono riconoscere le seguenti unità litologiche:

- **Terreno rimaneggiato antropizzato.** Detrito di taglia ruditica grossolana ciottolosa con dimensione dei clasti eterogenea a matrice sabbio-limosa, da sciolto a mediamente addensato e rimaneggiato.
- **Deposito colluviale.** Sabbia limosa e limo sabbioso con inglobati clasti eterometrici di colore dal marrone al rossastro da sciolto a mediamente addensato. Alterato e rimaneggiato.
- **Detrito di versante.** Deposito caotico ad elementi eterometrici a spigoli vivi e arrotondati originato dai processi evolutivi dei versanti rocciosi e dallo smantellamento dei terrazzi fluviali sovrastanti.
- **Depositi alluvionali di alveo attuale.** Ghiaie grossolane e ciottoli, con lenti limo-sabbiose e sabbio-limose.
- **Depositi alluvionali terrazzati.** Ghiaie in matrice scarsamente sabbiosa con lenti di limo sabbiosa e sabbio-limosa, variamente ghiaiose, scarsamente argillose.
- **Depositi fluvio-glaciali.** Ghiaie grossolane e ciottoli con lenti limo sabbiose e sabbio-limose, scarsamente argillose, localmente cementate.
- **Till indifferenziato.** Deposito glaciale mal classato costituito, prevalentemente, da sabbie grossolane debolmente limose e ghiaia con clasti eterometrici a spigoli vivi. Presenza frequente di trovanti.
- **Calcari di Soccher.** Calcari micritici verdi e rossastri in strati sottili tabulari, fortemente selciferi, intercalati a biocalcareniti gradate, sovente laminate e facies tipiche del Rosso Ammonitico.
- **Formazione di Soverzene.** Calcari micritici a spicole di spugne di colore grigio brunastro, frequentemente dolomizzati, con noduli e letti di selce nera ed interstrati marnosi. Frequenti slumps e brecce in corpi discordanti.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica (vedi elaborato T00GE00GEORE01A).

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## 4 INDAGINI GEOTECNICHE

---

Per lo sviluppo della progettazione delle opere sono state eseguite indagini di carattere geotecnico finalizzate:

- al riconoscimento ed alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, allo scopo di fornire i parametri fisico-meccanici per l'esecuzione dei calcoli strutturali e geotecnici delle opere d'arte;
- alla ricostruzione dei rapporti opere-terreni finalizzata alla progettazione delle fondazioni delle opere d'arte (viadotti, ponti, gallerie).

Le caratteristiche geotecniche dei terreni e delle rocce interessati dal tracciato sono state investigate con un'approfondita campagna di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche svolta nel corso del 2021 e 2022.

La campagna di indagini è stata condotta, su incarico ANAS, dalla ditta Vicenzetto S.R.L., nel rispetto delle disposizioni, delle specifiche tecniche e del capitolato d'appalto ANAS, nonché delle raccomandazioni AGI 1977/1994.

Le indagini hanno compreso:

- n° 27 sondaggi a carotaggio continuo, di cui n° 14 condizionati con tubo per prove Down-Hole e n° 13 condizioni a piezometro a tubo aperto;
- n° 2 sondaggi a distruzione di nucleo e carotaggio continuo, condizionati con piezometro a tubo aperto;
- n° 271 prove penetrometriche dinamiche S.T.P.;
- n° 34 pozzetti, dei quali n° 14 geognostici e n° 20 ambientali;
- n° 14 prove pressiometriche;
- n° 40 prove di permeabilità di cui n° 30 Léfranc e n° 10 Lugeon;
- n° 20 prove dilatometriche;
- n° 145 prelievo di campioni per la caratterizzazione geotecnica durante l'esecuzione dei sondaggi, di cui n° 2 indisturbati, n° 113 rimaneggiati e n° 30 litoidi;
- n° 27 prelievo di campioni a fini ambientali;
- n° 7 prelievo di campioni di acqua di falda;
- Analisi e prove geotecniche di laboratorio;

Per le prove di laboratorio si è fatto riferimento alla normativa ASTM ed alle norme UNI.

I risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio sono illustrati negli elaborati redatti dalle società incaricate, allegati al progetto. La posizione dei punti d'indagine è riportata nelle apposite Tavole di progetto.

Nel seguito si descrivono le principali attività svolte durante la campagna.

SS 51 "Alemagna"		 <b>an</b> as <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## 4.1 Campagna d'indagini 2021:

La campagna di indagini geognostiche e geofisiche, svolta tra Luglio 2021 e Febbraio 2022, nel corso della presente fase di progettazione, ha compreso 29 sondaggi verticali, 2 dei quali eseguiti parzialmente a distruzione di nucleo. Durante l'esecuzione dei carotaggi si è proceduto con il condizionamento dei fori per prove down-hole e installazione di piezometri. Sono stati, inoltre, prelevati 145 campioni tra rimaneggiati, indisturbati e litoidi.

Nelle tabelle che seguono si riportano l'elenco dei sondaggi e le strumentazioni installate.

Anno	Sondaggio	Condizionamento	Profondità [m]	Coordinate	
				G.B. Est	G.B. Nord
2021	SD00A_DH	Down-Hole	35	753733,042	5122016,655
2021	SD00B_DH	Down-Hole	35	753699,525	5122120,349
2021	SD01_DH	Down-Hole	35	753673,017	5122175,990
2021	SD02_DH	Down-Hole	35	753520,378	5122421,378
2021	SD03_PZ	Piezometro	35	753502,058	5122513,939
2021	SD05_PZ	Piezometro	35	753651,524	5120933,221
2021	SD06_PZ	Piezometro	30	753476,132	5124029,931
2021	SD07_DH	Down-Hole	30	753725,301	5124566,615
2022	SD08_DH	Down-Hole	35	754102,547	5123541,154
2021	SD09_PZ	Piezometro	35	754312,053	5125448,758
2021	SD09_bis_PZ	Piezometro	35	754124,956	5125219,110
2021	SD09_ter_DH	Down-Hole	30	754135,852	5125097,368
2021	SD10_DH	Down-Hole	35	754390,275	5125578,633
2021	SD11_PZ	Piezometro	25	754551,082	5125886,993
2022	SD12_PZ	Piezometro	35	754715,706	5126527,859
2022	SD12_bis_PZ	Piezometro	35	754724,021	5126713,198
2021	SD13_DH	Down-Hole	40	754751,454	5126826,129
2022	SD14_DH	Down-Hole	35	754762,580	5127900,214
2021	SD16_DH	Down-Hole	35	754674,956	5128277,894
2021	SD17_DH	Down-Hole	35	754728,639	5129042,211
2021	SD18_PZ	Piezometro	30	754690,778	5129275,182
2021	SD19_DH	Down-Hole	35	754666,043	5129416,464
2021	SD20_DH	Down-Hole	30	754548,722	5130134,627
2021	SD21_PZ	Piezometro	30	754520,403	5130207,055
2021	SD22_PZ	Piezometro	47	754617,004	5130766,298
2021	SD23_PZ	Piezometro	65	754657,156	5130992,853
2021	SD24_PZ	Piezometro	90	754700,651	5131268,287
2022	SD25_PZ	Piezometro	135	754697,341	5131727,004
2022	SD26		5	754993,547	5132173,355

Tabella 4-1: Sondaggi eseguiti nella campagna d'indagini 2021/2022

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche SPT, prove dilatometriche, prove di permeabilità Lugeon e Léfranc e sono stati prelevati campioni indisturbati, rimaneggiati e lapidei. Le quantità, distinte per sondaggio e per tipologia di prova, sono indicate nella seguente tabella:

Anno	Sondaggio	No. SPT	No. campioni			Perm. Lefranc	Perm. Lugeon	Dilatometriche
			indisturbati	rimaneggiati	litoidi			
2021	SD00A_DH	11	-	6	-	2	-	-
2021	SD00B_DH	11	-	6	-	2	-	-
2021	SD01_DH	11	-	6	-	2	-	-
2021	SD02_DH	11	1	4	-	2	-	-
2021	SD03_PZ	13	-	4	-	1	-	-
2021	SD05_PZ	11	-	4	-	2	-	-
2021	SD06_PZ	10	1	4	-	2	-	-
2021	SD07_DH	10	-	4	-	2	-	-
2022	SD08_DH	11	-	5	-	2	-	-
2021	SD09_PZ	11	-	5	-	2	-	-
2021	SD09_bis_PZ	11	-	4	-	1	-	-
2021	SD09_ter_DH	10	-	5	-	2	-	-
2021	SD10_DH	11	-	5	-	2	-	-
2021	SD11_PZ	8	-	5	-	2	-	-
2022	SD12_PZ	11	-	6	-	2	-	-
2022	SD12_bis_PZ	11	-	6	-	2	-	-
2021	SD13_DH	12	-	8	-	2	-	-
2022	SD14_DH	11	-	6	-	2	-	-
2021	SD16_DH	11	-	4	-	1	-	-
2021	SD17_DH	11	-	4	-	1	-	-
2021	SD18_PZ	10	-	4	-	1	-	-
2021	SD19_DH	11	-	4	-	1	-	-
2021	SD20_DH	10	-	4	-	1	-	-
2021	SD21_PZ	5	-	4	-	1	-	-
2021	SD22_PZ	13	-	6	-	-	-	1
2021	SD23_PZ	5	-	-	6	-	3	8
2021	SD24_PZ	0	-	-	6	-	3	4
2022	SD25_PZ	0	-	-	6	-	4	7
2022	SD26	0	-	2	-	-	-	-

Tabella 4-2: Operazioni in foro nella campagna d'indagini 2021/2022

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa delle prove SPT eseguite.

Sondaggio	Da [m]	SPT
SD00A_DH	3,0	10-12-17
SD00A_DH	6,0	9-25-42
SD00A_DH	9,0	11-17-19
SD00A_DH	12,0	9-14-21
SD00A_DH	15,0	12-19-21
SD00A_DH	18,0	7-15-21
SD00A_DH	21,0	3-11-20
SD00A_DH	24,0	10-16-23
SD00A_DH	27,0	13-19-27
SD00A_DH	30,0	12-21-29
SD00A_DH	33,0	17-21-31
SD00B_DH	3,0	21-27-32
SD00B_DH	6,0	18-24-25
SD00B_DH	9,0	15-25-31
SD00B_DH	12,0	12-20-21
SD00B_DH	15,0	15-22-27
SD00B_DH	18,0	13-21-23
SD00B_DH	21,0	19-26-30
SD00B_DH	24,0	9-14-15
SD00B_DH	27,0	12-16-16
SD00B_DH	30,0	15-18-16
SD00B_DH	33,0	10-17-19
SD01_DH	3,0	10-27-38
SD01_DH	6,0	19-23-32
SD01_DH	9,0	21-19-38
SD01_DH	12,0	12-24-41
SD01_DH	15,0	19-23-43
SD01_DH	18,0	23-33-45
SD01_DH	21,0	23-23-16
SD01_DH	24,0	5-8-15
SD01_DH	27,0	9-11-17
SD01_DH	30,0	6-7-8
SD01_DH	33,0	3-4-4
SD02_DH	3,0	9-20-34
SD02_DH	6,0	12-18-20
SD02_DH	9,0	10-15-21
SD02_DH	12,0	12-19-32
SD02_DH	15,0	21-19-38
SD02_DH	18,0	19-23-35
SD02_DH	21,0	22-20-39
SD02_DH	24,0	8-13-16

Sondaggio	Da [m]	SPT
SD02_DH	27,0	20-23-36
SD02_DH	30,0	11-12-15
SD02_DH	33,0	14-13-17
SD03_PZ	3,0	27-R
SD03_PZ	6,0	31-R
SD03_PZ	9,0	25-37-R
SD03_PZ	12,0	16-R
SD03_PZ	15,0	R
SD03_PZ	18,0	21-33-R
SD03_PZ	21,0	R
SD03_PZ	24,0	18-21-30
SD03_PZ	27,0	19-35-25
SD03_PZ	30,0	21-39-24
SD03_PZ	33,0	39-47-R
SD03_PZ	36,0	41-R
SD03_PZ	39,0	36-41-45
SD05_PZ	3,0	10-19-26
SD05_PZ	6,0	11-15-20
SD05_PZ	9,0	11-20-34
SD05_PZ	12,0	12-24-34
SD05_PZ	15,0	13-23-40
SD05_PZ	18,0	23-33-41
SD05_PZ	21,0	21-18-33
SD05_PZ	24,0	10-25-30
SD05_PZ	27,0	23-29-31
SD05_PZ	30,0	20-25-31
SD05_PZ	33,0	19-20-27
SD06_PZ	3,0	19-21-31
SD06_PZ	6,0	21-26-29
SD06_PZ	9,0	36-R
SD06_PZ	12,0	R
SD06_PZ	15,0	32-44-R
SD06_PZ	18,0	37-36-44
SD06_PZ	21,0	3-3-4
SD06_PZ	24,0	2-3-4
SD06_PZ	27,0	4-6-7
SD06_PZ	30,0	5-7-7
SD07_DH	3,0	R
SD07_DH	6,0	R
SD07_DH	9,0	31-R
SD07_DH	12,0	R

Sondaggio	Da [m]	SPT
SD07_DH	15,0	R
SD07_DH	18,0	29-38-R
SD07_DH	21,0	28-41-R
SD07_DH	24,0	36-R
SD07_DH	27,0	26-41-45
SD07_DH	30,0	31-39-42
SD08_DH	3,0	12-17-21
SD08_DH	6,0	14-15-19
SD08_DH	9,0	17-19-23
SD08_DH	12,0	14-18-21
SD08_DH	15,0	17-19-24
SD08_DH	18,0	15-21-28
SD08_DH	21,0	23-24-33
SD08_DH	24,0	20-22-31
SD08_DH	27,0	21-24-37
SD08_DH	30,0	24-20-35
SD08_DH	33,0	21-26-31
SD09_PZ	3,0	15-18-19
SD09_PZ	6,0	13-15-17
SD09_PZ	9,0	15-18-23
SD09_PZ	12,0	19-21-38
SD09_PZ	15,0	11-17-34
SD09_PZ	18,0	7-15-21
SD09_PZ	21,0	19-23-30
SD09_PZ	24,0	9-14-23
SD09_PZ	27,0	11-13-25
SD09_PZ	30,0	12-24-41
SD09_PZ	33,0	11-23-34
SD09_bis_PZ	3,0	15-21-24
SD09_bis_PZ	6,0	30-33-34
SD09_bis_PZ	9,0	34-29-32
SD09_bis_PZ	12,0	R
SD09_bis_PZ	15,0	23-21-34
SD09_bis_PZ	18,0	17-24-29
SD09_bis_PZ	21,0	20-31-37
SD09_bis_PZ	24,0	31-35-36
SD09_bis_PZ	27,0	30-R
SD09_bis_PZ	30,0	22-21-31
SD09_bis_PZ	33,0	27-33-33
SD09_ter_DH	3,0	11-14-19
SD09_ter_DH	6,0	12-19-21

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Sondaggio	Da [m]	SPT	Sondaggio	Da [m]	SPT	Sondaggio	Da [m]	SPT
SD09_ter_DH	9,0	11-14-22	SD12_bis_PZ	6,0	5-7-10	SD16_DH	21,0	41-47-R
SD09_ter_DH	12,0	20-18-32	SD12_bis_PZ	9,0	7-9-10	SD16_DH	24,0	44-45-R
SD09_ter_DH	15,0	17-19-29	SD12_bis_PZ	12,0	10-3-14	SD16_DH	27,0	36-37-R
SD09_ter_DH	18,0	11-17-28	SD12_bis_PZ	15,0	11-10-15	SD16_DH	30,0	31-39-45
SD09_ter_DH	21,0	20-18-32	SD12_bis_PZ	18,0	12-13-16	SD16_DH	33,0	36-R
SD09_ter_DH	24,0	18-21-30	SD12_bis_PZ	21,0	14-17-20	SD17_DH	3,0	17-21-27
SD09_ter_DH	27,0	19-23-34	SD12_bis_PZ	24,0	13-15-19	SD17_DH	6,0	R
SD09_ter_DH	30,0	20-24-31	SD12_bis_PZ	27,0	12-17-23	SD17_DH	9,0	R
SD10_DH	3,0	17-15-24	SD12_bis_PZ	30,0	20-23-25	SD17_DH	12,0	21-26-34
SD10_DH	6,0	10-21-34	SD12_bis_PZ	33,0	18-23-24	SD17_DH	15,0	20-31-R
SD10_DH	9,0	11-18-20	SD13_DH	3,0	7-5-4	SD17_DH	18,0	37-R
SD10_DH	12,0	19-4-40	SD13_DH	6,0	23-20-21	SD17_DH	21,0	30-45-47
SD10_DH	15,0	12-19-30	SD13_DH	9,0	27-31-35	SD17_DH	24,0	R
SD10_DH	18,0	12-15-17	SD13_DH	12,0	R	SD17_DH	27,0	17-23-31
SD10_DH	21,0	13-17-19	SD13_DH	15,0	37-39-45	SD17_DH	30,0	39-R
SD10_DH	24,0	17-19-34	SD13_DH	18,0	R	SD17_DH	33,0	15-25-R
SD10_DH	27,0	23-30-39	SD13_DH	21,0	11-10-10	SD18_PZ	3,0	15-19-25
SD10_DH	30,0	21-27-36	SD13_DH	24,0	31-R	SD18_PZ	6,0	20-24-27
SD10_DH	33,0	19-25-33	SD13_DH	27,0	21-30-31	SD18_PZ	9,0	R
SD11_PZ	3,0	16-20-23	SD13_DH	30,0	19-37-41	SD18_PZ	12,0	21-R
SD11_PZ	6,0	15-19-42	SD13_DH	33,0	30-36-39	SD18_PZ	15,0	39-44-R
SD11_PZ	9,0	17-22-29	SD13_DH	36,0	41-R	SD18_PZ	18,0	21-25-29
SD11_PZ	12,0	19-18-22	SD14_DH	3,0	17-21-33	SD18_PZ	21,0	19-27-31
SD11_PZ	15,0	17-21-32	SD14_DH	6,0	50-R	SD18_PZ	24,0	29-27-32
SD11_PZ	18,0	18-19-27	SD14_DH	9,0	26-R	SD18_PZ	27,0	30-33-37
SD11_PZ	21,0	21-24-33	SD14_DH	12,0	19-23-31	SD18_PZ	30,0	27-31-35
SD11_PZ	24,0	11-14-27	SD14_DH	15,0	17-25-30	SD19_DH	3,0	25-35-R
SD12_PZ	3,0	6-9-14	SD14_DH	18,0	16-20-26	SD19_DH	6,0	39-39-R
SD12_PZ	6,0	5-7-8	SD14_DH	21,0	R	SD19_DH	9,0	47--R
SD12_PZ	9,0	8-12-14	SD14_DH	24,0	28-33-41	SD19_DH	12,0	31-45-R
SD12_PZ	12,0	11-9-13	SD14_DH	27,0	21-27-36	SD19_DH	15,0	37-36-44
SD12_PZ	15,0	13-18-22	SD14_DH	30,0	29-32-38	SD19_DH	18,0	27-35-47
SD12_PZ	18,0	15-19-17	SD14_DH	33,0	28-33-36	SD19_DH	21,0	29-31-39
SD12_PZ	21,0	10-16-15	SD16_DH	3,0	R	SD19_DH	24,0	37-39-R
SD12_PZ	24,0	7-9-15	SD16_DH	6,0	R	SD19_DH	27,0	31-35-41
SD12_PZ	27,0	12-18-21	SD16_DH	9,0	38-R	SD19_DH	30,0	41-40-39
SD12_PZ	30,0	13-14-17	SD16_DH	12,0	43-R	SD19_DH	33,0	37-45-49
SD12_PZ	33,0	18-13-23	SD16_DH	15,0	45-41-39	SD20_DH	3,0	9-10-13
SD12_bis_PZ	3,0	6-9-12	SD16_DH	18,0	31-37-R	SD20_DH	6,0	29-R

Tabella 4-3: Risultati delle Prove Penetrometriche Dinamiche SPT

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Di seguito si riporta l'elenco dei campioni prelevati, distinguendoli in:

- CR: campioni rimaneggiati;
- CI: campioni indisturbati;
- CL: campioni di roccia lapidea.

Sondaggio	Profondità [m]		Campione
	da	a	
SD00A_DH	3,0	3,5	CR1
SD00A_DH	7,0	7,5	CR2
SD00A_DH	12,5	13,0	CR3
SD00A_DH	13,5	14,5	CR4
SD00A_DH	19,0	19,5	CR5
SD00A_DH	27,5	28,0	CR6
SD00B_DH	2,0	3,0	CR1
SD00B_DH	7,0	7,5	CR2
SD00B_DH	12,5	13,0	CR3
SD00B_DH	19,0	19,5	CR4
SD00B_DH	25,0	25,5	CR5
SD00B_DH	30,0	30,5	CR6
SD01_DH	2,0	2,5	CR1
SD01_DH	5,0	5,5	CR2
SD01_DH	12,0	12,5	CR3
SD01_DH	17,5	18,0	CR4
SD01_DH	23,0	23,5	CR5
SD01_DH	30,0	30,5	CR6
SD02_DH	2,0	3,0	CR1
SD02_DH	5,0	5,5	CR2
SD02_DH	11,0	12,0	CR3
SD02_DH	17,5	18,0	CR4
SD02_DH	24,5	25,0	CI1
SD03_PZ	2,5	3,0	CR1
SD03_PZ	6,5	7,0	CR2
SD03_PZ	15,5	16,0	CR3
SD03_PZ	25,5	26,0	CR4
SD05_PZ	2,0	3,0	CR1
SD05_PZ	10,0	10,5	CR2
SD05_PZ	21,0	22,0	CR3
SD05_PZ	28,0	28,5	CR4
SD06_PZ	2,0	2,5	CR1
SD06_PZ	5,0	5,5	CR2
SD06_PZ	9,0	9,5	CR3
SD06_PZ	15,5	16,0	CR4

Sondaggio	Profondità [m]		Campione
	da	a	
SD06_PZ	22,5	23,0	CI1
SD07_DH	2,0	2,5	CR1
SD07_DH	5,0	5,5	CR2
SD07_DH	7,0	7,5	CR3
SD07_DH	12,5	13,0	CR4
SD08_DH	2,0	2,5	CR1
SD08_DH	7,0	8,0	CR2
SD08_DH	13,5	14,0	CR3
SD08_DH	21,0	21,5	CR4
SD08_DH	29,0	29,5	CR5
SD09_PZ	2,5	3,0	CR1
SD09_PZ	7,0	8,0	CR2
SD09_PZ	13,5	14,0	CR3
SD09_PZ	21,0	21,5	CR4
SD09_PZ	29,5	30,0	CR5
SD09_bis_PZ	2,0	2,5	CR1
SD09_bis_PZ	7,5	8,0	CR2
SD09_bis_PZ	15,5	16,0	CR3
SD09_bis_PZ	25,5	26,0	CR4
SD09_ter_DH	2,0	3,0	CR1
SD09_ter_DH	7,0	8,0	CR2
SD09_ter_DH	13,5	14,0	CR3
SD09_ter_DH	21,0	21,5	CR4
SD09_ter_DH	29,5	30,0	CR5
SD10_DH	2,5	3,0	CR1
SD10_DH	7,0	7,5	CR2
SD10_DH	10,0	11,0	CR3
SD10_DH	16,5	17,0	CR4
SD10_DH	26,5	27,0	CR5
SD11_PZ	2,5	3,0	CR1
SD11_PZ	8,5	9,0	CR2
SD11_PZ	13,5	14,0	CR3
SD11_PZ	17,0	18,0	CR4
SD11_PZ	21,5	22,0	CR5
SD12_PZ	2,5	3,0	CR1

Sondaggio	Profondità [m]		Campione
	da	a	
SD12_PZ	7,0	8,0	CR2
SD12_PZ	13,0	14,0	CR3
SD12_PZ	19,0	20,0	CR4
SD12_PZ	24,0	25,0	CR5
SD12_PZ	31,0	32,0	CR6
SD12_bis_PZ	2,0	3,0	CR1
SD12_bis_PZ	7,0	8,0	CR2
SD12_bis_PZ	13,0	14,0	CR3
SD12_bis_PZ	19,0	20,0	CR4
SD12_bis_PZ	23,0	24,0	CR5
SD12_bis_PZ	29,0	30,0	CR6
SD13_DH	2,5	3,0	CR1
SD13_DH	5,5	6,0	CR2
SD13_DH	10,5	11,0	CR3
SD13_DH	15,5	16,0	CR4
SD13_DH	19,5	20,0	CR5
SD13_DH	21,5	22,0	CR6
SD13_DH	26,5	27,0	CR7
SD13_DH	32,5	33,0	CR8
SD14_DH	3,0	4,0	CR1
SD14_DH	7,0	10,0	CR2
SD14_DH	11,5	12,5	CR3
SD14_DH	17,0	17,5	CR4
SD14_DH	22,0	22,5	CR5
SD14_DH	29,5	30,0	CR6
SD16_DH	3,0	4,0	CR1
SD16_DH	5,0	5,5	CR2
SD16_DH	12,5	13,0	CR3
SD16_DH	19,5	20,0	CR4
SD17_DH	2,0	2,5	CR1
SD17_DH	7,5	8,0	CR2
SD17_DH	15,5	16,0	CR3
SD17_DH	25,5	26,0	CR4
SD18_PZ	2,5	3,0	CR1
SD18_PZ	6,5	7,0	CR2
SD18_PZ	14,0	14,5	CR3
SD18_PZ	20,0	20,5	CR4
SD19_DH	1,5	2,0	CR1

Sondaggio	Profondità [m]		Campione
	da	a	
SD19_DH	5,0	5,5	CR2
SD19_DH	12,5	13,0	CR3
SD19_DH	19,5	20,0	CR4
SD20_DH	2,0	2,5	CR1
SD20_DH	5,0	5,5	CR2
SD20_DH	12,5	13,0	CR3
SD20_DH	19,5	20,0	CR4
SD21_PZ	3,0	3,5	CR1
SD21_PZ	6,0	6,5	CR2
SD21_PZ	11,5	12,0	CR3
SD21_PZ	15,5	16,0	CR4
SD22_PZ	26,0	26,5	CR1
SD22_PZ	27,0	27,5	CR2
SD22_PZ	30,0	30,5	CR3
SD22_PZ	32,5	33,0	CR4
SD22_PZ	35,0	35,5	CR5
SD22_PZ	38,0	39,0	CR6
SD23_PZ	45,5	46,5	CL1
SD23_PZ	47,0	48,0	CL2
SD23_PZ	49,0	50,0	CL3
SD23_PZ	52,0	53,0	CL4
SD23_PZ	55,0	56,0	CL5
SD23_PZ	57,5	58,0	CL6
SD24_PZ	70,0	71,0	CL1
SD24_PZ	72,0	73,0	CL2
SD24_PZ	75,0	76,0	CL3
SD24_PZ	80,0	81,0	CL4
SD24_PZ	80,0	81,0	CL5
SD24_PZ	83,0	84,0	CL6
SD25_PZ	115,0	116,0	CL1
SD25_PZ	117,5	118,5	CL2
SD25_PZ	120,0	121,0	CL3
SD25_PZ	123,0	124,0	CL4
SD25_PZ	126,5	127,5	CL5
SD25_PZ	128,0	129,0	CL6
SD26	1,0	2,0	CR1
SD26	3,0	4,0	CR2

Tabella 4-4: Campioni litoidi, indisturbati e rimaneggiati prelevati

Sono state eseguite 30 prove di permeabilità Léfranc, 10 prove Lugeon e 20 prove dilatometriche:

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Anno	Sondaggio	Profondità		Perm. Lefranc	Perm. Lugeon	Dilat.	Anno	Sondaggio	Profondità		Perm. Lefranc	Perm. Lugeon	Dilat.
		da[m]	a[m]						da[m]	a[m]			
2021	SD00A_DH	9,7	9,2	LEF1	-	-	2021	SD17_DH	8,5	9,0	LEF1	-	-
2021	SD00A_DH	20,5	21,0	LEF2			2021	SD18_PZ	11,5	12,0	LEF1	-	-
2021	SD00B_DH	10,0	10,5	LEF1	-	-	2021	SD19_DH	13,0	13,5	LEF1	-	-
2021	SD00B_DH	14,5	15,0	LEF2			2021	SD20_DH	11,5	12,0	LEF1	-	-
2021	SD01_DH	14,5	15,0	LEF1	-	-	2021	SD21_PZ	14,5	15,0	LEF1	-	-
2021	SD01_DH	29,5	30,0	LEF2			2021	SD22_PZ	46,0	47,0	-	-	DIL1
2021	SD02_DH	8,5	9,0	LEF1	-	-	2021	SD23_PZ	39,5	44,5	-	LUG1	-
2021	SD02_DH	26,5	27,0	LEF2			2021	SD23_PZ	44,0	45,0	-	-	DIL1
2021	SD03_PZ	20,5	21,0	LEF1	-	-	2021	SD23_PZ	46,0	47,0	-	-	DIL2
2021	SD05_PZ	11,5	12,0	LEF1	-	-	2021	SD23_PZ	47,0	48,0	-	-	DIL3
2021	SD05_PZ	19,3	19,8	LEF2			2021	SD23_PZ	46,0	51,0	-	LUG2	-
2021	SD06_PZ	5,5	6,0	LEF1	-	-	2021	SD23_PZ	49,0	50,0	-	-	DIL4
2021	SD06_PZ	17,5	18,0	LEF2			2021	SD23_PZ	51,0	52,0	-	-	DIL5
2021	SD07_DH	5,5	6,0	LEF1	-	-	2021	SD23_PZ	53,0	54,0	-	-	DIL6
2021	SD07_DH	14,5	15,0	LEF2			2021	SD23_PZ	54,0	55,0	-	-	DIL7
2022	SD08_DH	14,5	15,0	LEF1	-	-	2021	SD23_PZ	57,0	58,0	-	-	DIL8
2022	SD08_DH	20,5	21,0	LEF2			2021	SD23_PZ	57,0	62,0	-	LUG3	-
2021	SD09_PZ	11,5	12,0	LEF1	-	-	2021	SD24_PZ	55,0	60,0	-	LUG1	
2021	SD09_PZ	17,5	18,0	LEF2			2021	SD24_PZ	69,0	70,0	-	-	DIL1
2021	SD09_bis_PZ	10,0	10,5	LEF1	-	-	2021	SD24_PZ	72,0	77,0	-	LUG2	-
2021	SD09_ter_DH	11,5	12,0	LEF1	-	-	2021	SD24_PZ	74,0	75,0	-	-	DIL2
2021	SD09_ter_DH	17,5	18,0	LEF2			2021	SD24_PZ	79,0	80,0	-	-	DIL3
2021	SD10_DH	10,5	11,0	LEF1	-	-	2021	SD24_PZ	79,5	85,5	-	LUG3	-
2021	SD10_DH	23,5	24,0	LEF2			2021	SD24_PZ	84,0	85,0	-	-	DIL4
2021	SD11_PZ	9,9	10,4	LEF1	-	-	2022	SD25_PZ	111,8	116,8	-	LUG1	-
2021	SD11_PZ	15,5	16,0	LEF2			2022	SD25_PZ	115,0	116,0	-	-	DIL1
2022	SD12_PZ	12,0	12,5	LEF1	-	-	2022	SD25_PZ	116,0	117,0	-	-	DIL2
2022	SD12_PZ	20,0	20,5	LEF2			2022	SD25_PZ	117,0	118,0	-	-	DIL3
2022	SD12_bis_PZ	13,0	13,5	LEF1	-	-	2022	SD25_PZ	118,5	119,5	-	-	DIL4
2022	SD12_bis_PZ	19,0	19,5	LEF2			2022	SD25_PZ	117,0	122,0	-	LUG2	-
2021	SD13_DH	10,0	10,5	LEF1	-	-	2022	SD25_PZ	122,0	123,0	-	-	DIL5
2021	SD13_DH	16,0	16,5	LEF2			2022	SD25_PZ	125,0	126,0	-	-	DIL6
2022	SD14_DH	13,1	13,5	LEF1	-	-	2022	SD25_PZ	122,8	127,8	-	LUG3	-
2022	SD14_DH	21,0	21,5	LEF2			2022	SD25_PZ	128,0	129,0	-	-	DIL7
2021	SD16_DH	17,5	18,0	LEF1	-	-	2022	SD25_PZ	128,0	133,0	-	LUG4	-

Tabella 4-5: Prove Lèfranc, Lugeon e dilatometriche

In laboratorio si è proceduto all'esecuzione di cicli completi di prove d'identificazione consistenti in determinazioni del contenuto d'acqua naturale, del peso di volume naturale, secco e dei granuli,

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b><i>Relazione Geotecnica</i></b>	

della massa volumica reale, della porosità, dell'indice dei vuoti, del grado di saturazione, dei limiti di Atterberg, del limite di ritiro, della composizione granulometrica per stacciatura e sedimentazione.

Sono state anche eseguite prove di taglio diretto consolidate drenate (CD) e prove di compressione edometrica.

Su campioni di roccia lapidea sono state eseguite prove di compressione monoassiale con misura delle deformazioni assiali, prove di carico puntuale e prove di compressione triassiale.

SS 51 "Alemagna"		 <b>an</b> as GRUPPO FS ITALIANE
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce interessati dal tracciato stradale si è fatto riferimento ai risultati della campagna di indagini, richiamate nel paragrafo precedente, a conoscenze acquisite dallo studio geologico e a dati di letteratura.

I terreni e le rocce che ricadono nel volume di terreno significativo ai fini geotecnici sono stati raggruppati in 2 classi, per ciascuna delle quali possono distinguersi i termini principali indicati nella tabella che segue.

Terreni sciolti	
<b>TV</b>	<b>Terreno vegetale</b> di natura eterogenea, spesso rimaneggiato, con granulometria da sabbia e ghiaia a sabbia con limo con frequenti ciottoli arrotondati e colore da beige a marrone, spesso con componente vegetale. La natura del terreno è variabile, spesso <b>materiale di riporto TR</b> (rinterro, cemento, etc.) o <b>detrito dtr</b> .
<b>ALG</b>	Da <b>ghiaie con sabbie</b> a <b>sabbie con ghiaie</b> , di origine alluvionale, spesso da limose a debolmente limose, da sciolte a mediamente consistenti. Colore da avana a marrone a grigio. Rara presenza di ciottoli, componente vegetale in profondità e sezioni con maggiore componente limosa.
<b>FLG</b>	<b>Ghiaie e Sabbie</b> , ghiaie con sabbia e sabbie con ghiaie, spesso da limose a debolmente limose, raramente con ciottoli, di origine fluvio-glaciale blandamente cementate. I grani presentano spesso spigoli arrotondati. Colore dall'avana al beige al biancastro, con rari segmenti giallastri. Rara presenza di sezioni più limose a profondità elevate.
Rocce lapidee	
<b>Ca</b>	<b>Calcari e calcareniti</b> , color grigio chiaro con patine e zone ossidate color avana, con discontinuità spesso ricementate. Presenza di fratture variamente orientate da sub-orizzontali a inclinate di circa 45°. Le discontinuità si presentano lisce e parzialmente ossidate. A zone l'ammasso risulta più fratturato.

Tabella 5-1: Classificazione geotecnica dei terreni

Per ciascun sondaggio sono indicati i terreni riconosciuti dall'esame delle stratigrafie, la posizione dei campioni indisturbati e dei piezometri, i valori  $N_{30}$  ricavati dalle prove SPT, la profondità della falda ove presente.

Dal punto di vista geotecnico è possibile osservare che il tracciato attraversa aree caratterizzate da stratigrafie omogenee:

- Dal km 0+000 fino a circa il km 0+840 la stratigrafia mostra ghiaie e sabbie ALG fino alla quota di fine sondaggio, con frazione limosa a tratti presente. Si individua una lente prevalentemente limosa in corrispondenza del sondaggio SD02\_DH tra le profondità di 21,0 e 26,5 m; tale lente non risulta presente nel sondaggio immediatamente successivo SD03\_PZ e si ritiene quindi avere un'estensione estremamente ridotta, che cautelativamente è stata considerata circa pari ad 80 m;
- Da circa il km 0+840 a circa il km 3+100 i terreni ALG vengono sostituiti da terreni FLG fino a quota di fine sondaggio. Una lente di terreni a grana particolarmente fine è stata rilevata in

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

corrispondenza del sondaggio SD06\_PZ dalla profondità di circa 21 m; tale lente, a vantaggio di sicurezza, è stata considerata avente un'estensione di circa 250 m;

- Tra il km 3+100 e il km 8+660 si incontrano nuovamente, in maniera omogenea, le alluvioni ALG, fino a quota di fine sondaggio;
- Dal km 8+660 al km 9+320 il tracciato si sviluppa sulle alluvioni fluvio-glaciali FLG. Si nota un assottigliamento dello strato alluvionale ed una progressiva emersione delle calcareniti Ca, che prosegue oltre il km 9+320 fino alla scomparsa dei terreni FLG;
- Dal km 9+320 al km 10+860 il tracciato stradale si sviluppa in galleria. Questo attraversa uno strato di terreni sciolti a grana grossa FLG fino a circa la progressiva 9+500, dove si incontrano le calcareniti Ca. La galleria prosegue all'interno delle calcareniti, fino all'imbocco opposto. Sulla base dei risultati degli studi geologici si ipotizza la presenza di faglie variamente orientate e notevolmente inclinate, fino a sub-verticali;
- Dal km 10+860 al km 10+980 è presente uno strato di alluvioni a grana grossa ALG di spessore massimo pari a circa 21 m, a copertura delle calcareniti Ca;
- Dal km 10+980 a fine tracciato le calcareniti Ca sono ricoperte da un sottile strato di detrito dtr di spessore massimo inferiore al metro.

Nelle pagine che seguono si illustrano, per ciascuno dei terreni indicati nella classificazione geotecnica, le principali caratteristiche fisiche e meccaniche determinate con le indagini in sito e di laboratorio. In particolare, si è fatto riferimento alle campagne di indagine recenti eseguite sui terreni di fondazione, i cui risultati sono riportati negli specifici elaborati allegati al progetto, corredati di tabelle di sintesi, ai quali si rimanda per i dettagli sui valori sperimentali analizzati nella presente relazione.

I terreni a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa sono stati caratterizzati da parametri di resistenza in termini di sforzi effettivi, determinati sulla base di correlazioni con i risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT utilizzando le seguenti correlazioni:

- Shioi & Fukuni (1982):  $\varphi' = 0,3 \times N_{60} + 27^\circ$ ;
- Peck, Hanson and Thornburn (1956):  $\varphi' = 0,28 \times N_{SPT} + 27,2^\circ$ .

Per la determinazione della densità relativa  $D_r$  dei terreni sabbioso-ghiaiosi si è fatto riferimento alle correlazioni che legano il numero di colpi  $N_{SPT}$  a  $D_r$ :

- Gibbs & Holtz (1957):

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

- Schultze & Mezembach (1961):

$$\ln(D_r\%) = 0,478 \times \ln(N_{SPT}) - 0,262 \times \ln(\sigma'_{v0}) + 2,84.$$

I valori del modulo di taglio  $G_0$  e del modulo di elasticità  $E_0$  iniziali sono stati ricavati a partire dai valori della velocità delle onde di taglio  $V_s$  ottenuti indirettamente a partire dai valori di  $N_{SPT}$ .

SS 51 "Alemagna"		 <b>ANAS</b> GRUPPO FS ITALIANE
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove Down-Hole oppure valutata indirettamente, dai risultati delle prove SPT, per mezzo dell'equazione di Ohta & Goto (1978):

$$V_s = 67,3 \times N_{60}^{0.17} \times z^{0.199} \times A \times B$$

dove:

- ✓  $z$  è la profondità di calcolo (m dal p.c.) della velocità di propagazione delle onde di taglio;
- ✓  $A$  è il fattore che tiene conto dell'età geologica del deposito (v. tabella sotto);
- ✓  $B$  è il fattore che tiene conto della granulometria del deposito (v. tabella sotto).

	Depositi recenti	Depositi antichi
A	1,0	1,3

Tabella 5-2: Coefficiente A funzione dell'epoca geologica del deposito

	Ghiaia	Sabbia ghiaiosa	Sabbia grossa	Sabbia media	Sabbia fina
B	3500	3287	20336	329	62

Tabella 5-3: Coefficiente B funzione della composizione granulometrica del deposito

Il modulo di taglio a piccolissime deformazioni  $G_0$  si ricava dalla seguente espressione:

$$G_0 = V_s^2 \gamma / g$$

dove:

- ✓  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume del terreno ( $\text{kN/m}^3$ );
- ✓  $g$  è l'accelerazione di gravità pari a  $9.81 \text{ m/sec}^2$ .

Pertanto, risulta:

$$E_0 = 2 G_0 (1+\nu)$$

con  $\nu$  modulo di Poisson.

Per la stima del modulo elastico operativo  $E'_{op}$  dei terreni a granulometria prevalentemente sciolta a partire dai risultati delle prove SPT, si è fatto ricorso a relazioni empiriche:

- $E'_{op} = 2,0 \times N_{60}$  (Schmertmann - per sabbia a grana grossa)
- $E'_{op} = (191 + 7,71 \times N_{60}) / 10$  (D'Appolonia - per sabbia e ghiaia normalmente consolidata)
- $E'_{op} = 1,2 \times (6 + N_{60} / 60 \times 55)$  (European Conference on SPT, 1974 - per sabbia ghiaiosa e ghiaia).

Per caratterizzare l'ammasso roccioso si ricorre alla classificazione di Bieniawsky e ai criteri di rottura di Hoek-Brown e Mohr-Coulomb.

La classificazione di Bieniawsky prevede la determinazione dell'indice RMR (Rock Mass Rating) attraverso lo studio delle caratteristiche della roccia intatta e dei sistemi di discontinuità dell'ammasso, determinabili tramite prove in laboratorio e misure in sito.

$$RMR = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6$$

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

con:

- $A_1$  parametro dipendente dalla resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta  $\sigma_{ci}$ ;
- $A_2$  parametro dipendente dall'indice RQD (Rock Quality Designation), determinabile dall'osservazione delle cassette dei carotaggi;
- $A_3$  parametro dipendente dalla spaziatura delle discontinuità;
- $A_4$  parametro dipendente dalle caratteristiche delle discontinuità (persistenza, apertura, rugosità, alterazione, riempimento);
- $A_5$  parametro dipendente dalle condizioni idrauliche riferite ad un fronte di 10 m;
- $A_6$  parametro di correzione per l'orientamento delle discontinuità rispetto al fronte di scavo, differenziato per gallerie e fondazioni.

Il criterio di Hoek-Brown permette di determinare le caratteristiche dell'ammasso roccioso sulla base dei seguenti parametri:

- $\sigma_{ci}$ ;
- GSI, Geological Strength Index, calcolato dall'RMR nelle condizioni di assenza di venute d'acqua, orientazione molto favorevole delle discontinuità e riducendo tale valore di 5;
- $m_i$ , parametro costante dipendente dal materiale dell'ammasso;
- D, grado di disturbo dell'ammasso causato dallo scavo;
- $\gamma_{rm}$ , densità dell'ammasso roccioso;
- h, profondità rispetto al piano campagna della galleria.

Durante i successivi calcoli si utilizzeranno i parametri di resistenza alla Mohr-Coulomb, determinati in funzione dei parametri di Hoek-Brown attraverso le seguenti relazioni:

$$\varphi' = \sin^{-1} \left( \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}((1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n})(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{(6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})}{((1+a)(2+a))}}}$$

con:

- a, s costanti per l'ammasso roccioso calcolati sulla base del GSI e del grado di disturbo D;
- $m_b$ , valore ridotto dell' $m_i$  per l'ammasso;
- $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$ .

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## 5.1 Terreni sciolti

### 5.1.1 Materiale di riporto – TR

Terreno vegetale, di spessore generalmente pari a 50-100 cm, di natura eterogenea, spesso rimaneggiato, con granulometria da sabbia e ghiaia a sabbia con limo con frequenti ciottoli arrotondati e colore da beige a marrone, spesso con componente vegetale. La natura del terreno è variabile, spesso materiale di riporto TR (rinterro, cemento, etc.) o detrito dtr.

### 5.1.2 Alluvioni a grana grossa – ALG

Le alluvioni a grana grossa ALG sono state rinvenute tra le progressive 0 e 0+840, 3+100 e 8+660, 10+860 e 10+980 con spessori fino ad oltre 30 m e rare lenti a grana più fina.

La granulometria è variabile da ghiaia con sabbia a sabbia con ghiaia, da limosa a debolmente limosa e con elementi lapidei a spigoli arrotondati e ciottoli. Talora la frazione limosa può risultare elevata

Le percentuali di passante in peso di ghiaia e di sabbia mediamente risultano pari al 50% e al 30%, mentre la percentuale di fine si attesta mediamente al 15%.

Si riporta, di seguito, la distribuzione delle percentuali del passante in peso in funzione della profondità per i campioni rappresentativi delle alluvioni ALG. In particolare si indicano:

- %C: percentuale di passante in peso di ciottoli e massi;
- %G: percentuale di passante in peso di ghiaia;
- %S: percentuale di passante in peso di sabbia;
- %L: percentuale di passante in peso di limo;
- %A: percentuale di passante in peso di argilla.

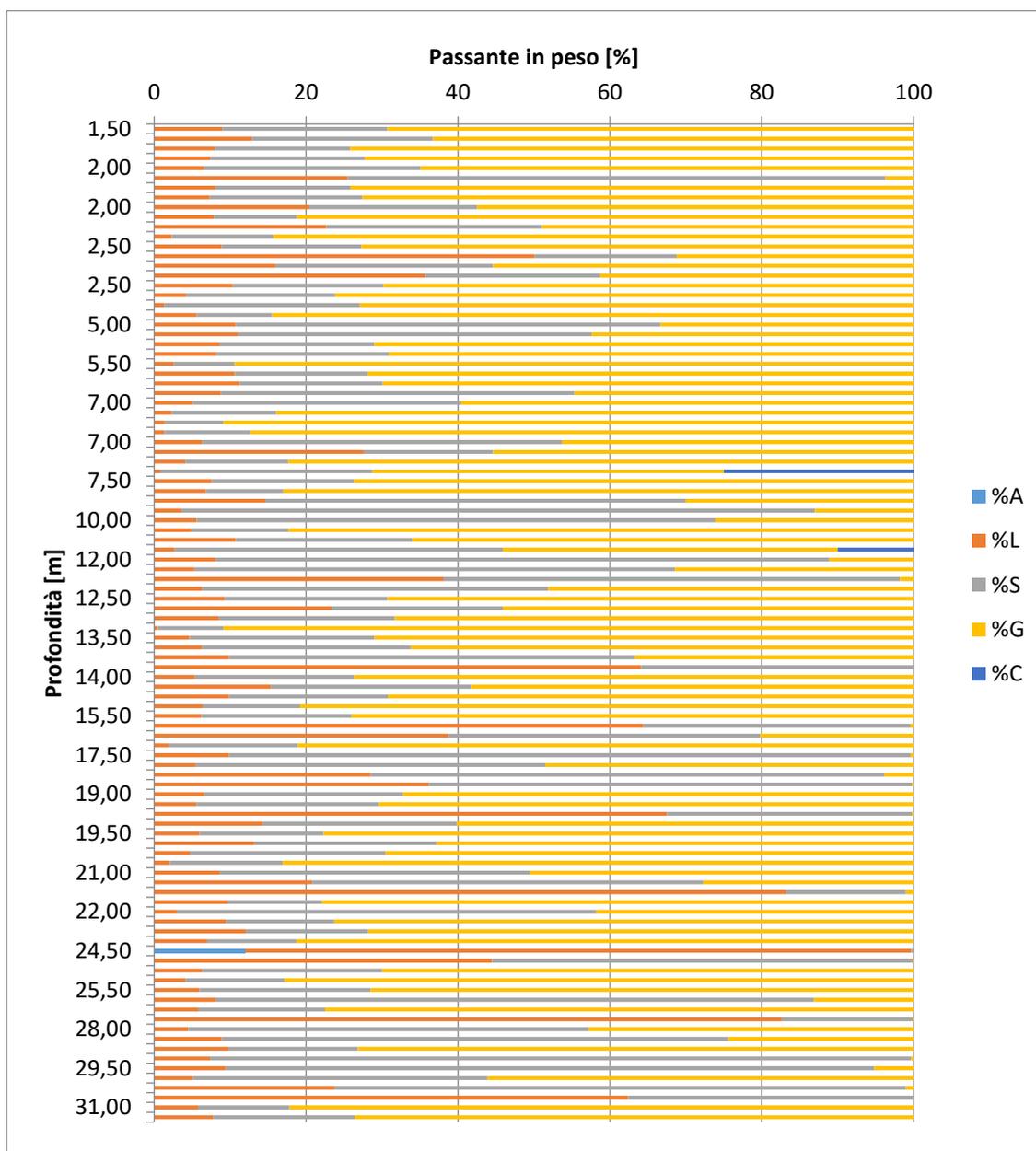


Figura 5.1: Terreni ALG – Andamento del passante in peso con la profondità

In corrispondenza dei campioni con componente limosa più elevata (SD02-DH\_CI01, SD03-PZ\_CR6 ed SD13-DH\_CR5) sono stati determinati i seguenti intervalli di variazione del limite di liquidità  $W_L$  e del limite di plasticità  $W_P$ :

$$W_L = 24 \div 35 \%$$

$$W_P = 20 \div 23 \%$$

Il peso dell'unità di volume naturale  $\gamma$  è compreso tra 20 kN/m<sup>3</sup> e 21 kN/m<sup>3</sup>.

Nella figura che segue si riportano i valori di  $N_{30}$  ottenuti con le prove SPT. Queste ultime hanno fornito valori prevalentemente valori a rifiuto:

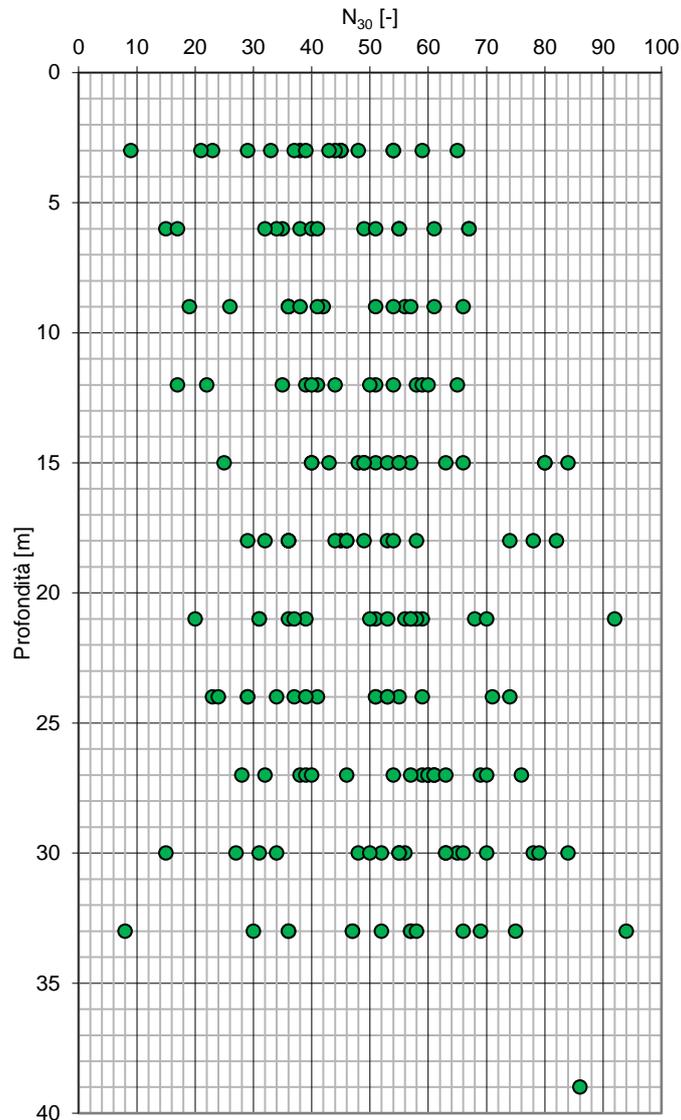


Figura 5.2: Terreni ALG – Valori di N<sub>30</sub> da prove SPT

Dal'elaborazione delle prove SPT si ricavano i seguenti intervalli per i valori dell'angolo d'attrito  $\phi'$  e del modulo elastico operativo  $E'_{op\ SPT}$  in termini di pressioni effettive:

$$\phi' = 32 \div 40^\circ;$$

$$E'_{op\ SPT} = 25 \div 60\ \text{MPa}.$$

Di seguito si riportano i diagrammi con le elaborazioni delle prove:

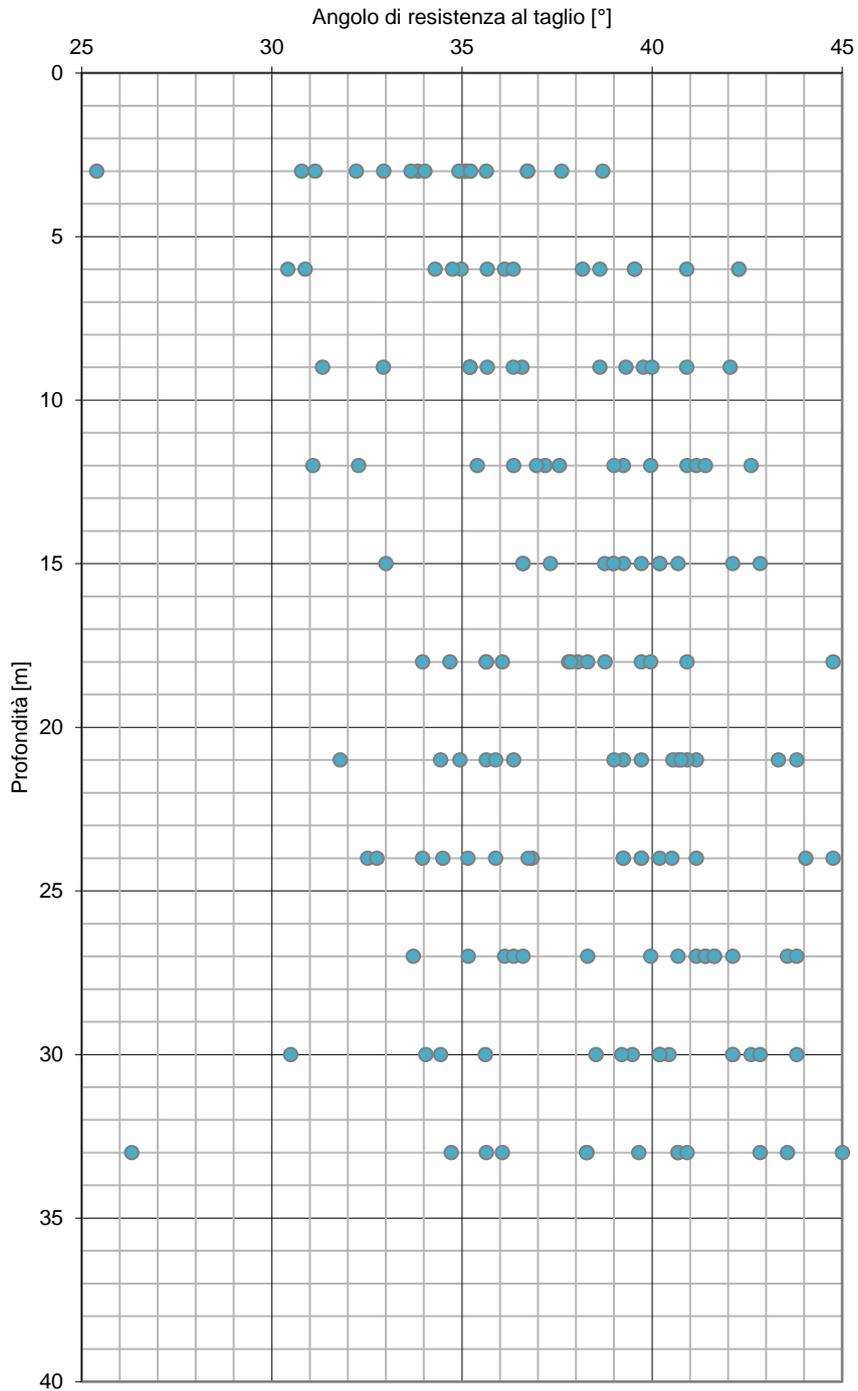


Figura 5.3: Terreni ALG – Valori di angolo di resistenza al taglio da prove SPT

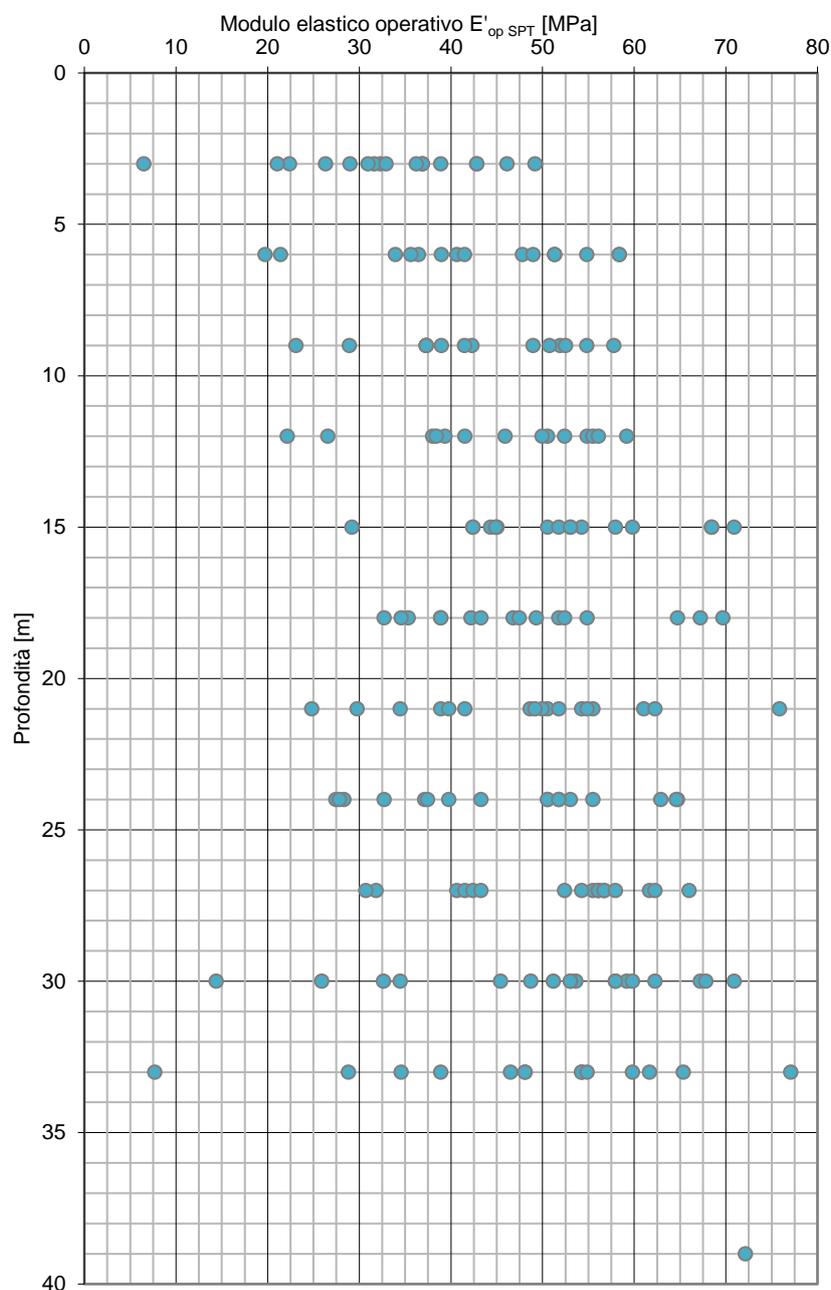


Figura 5.4: Terreni ALG – Valori del modulo elastico operativo da prove SPT

Sul campione SD02-DH\_CI01 è stata effettuata una prova di taglio diretto CD, ottenendo una coesione nulla ed un valore di angolo di resistenza al taglio di  $26^\circ$ . In virtù della componente prevalentemente limosa rilevata in quel campione e dalle evidenze riscontrabili dall'osservazione delle cassette catalogatrici si riconosce la presenza di una lente prevalentemente limosa di estensione di circa 5 m tra le profondità di 21 e 26 m. Si procederà quindi con tali parametri nel calcolo delle fondazioni del viadotto per profondità comprese tra quelle appena riportate.

### 5.1.3 Alluvioni fluvio-glaciali a grana grossa – FLG

Le alluvioni fluvio-glaciali a grana grossa FLG sono state rinvenute tra pk. 0+840 - 3+100 e tra pk. 8+660 . 9+960 con spessori fino ad oltre 30 m e rare lenti a grana più fina.

La composizione granulometrica è variabile da ghiaia e sabbia a ghiaia con sabbia, spesso da limosa a debolmente limosa, raramente con ciottoli, blandamente cementate. I grani presentano spesso spigoli arrotondati. Rara presenza di livelli più limosi a profondità elevate. Le percentuali di passante in peso di ghiaia e di sabbia risultano mediamente pari al 60% e al 20%, mentre la percentuale di fine si attesta mediamente al 17%.

Si riporta, di seguito, la distribuzione delle percentuali del passante in peso con la profondità per i campioni identificati come ALG. In particolare si indica:

- %C: percentuale di passante in peso di ciottoli e massi;
- %G: percentuale di passante in peso di ghiaia;
- %S: percentuale di passante in peso di sabbia;
- %L: percentuale di passante in peso di limo;
- %A: percentuale di passante in peso di argilla.

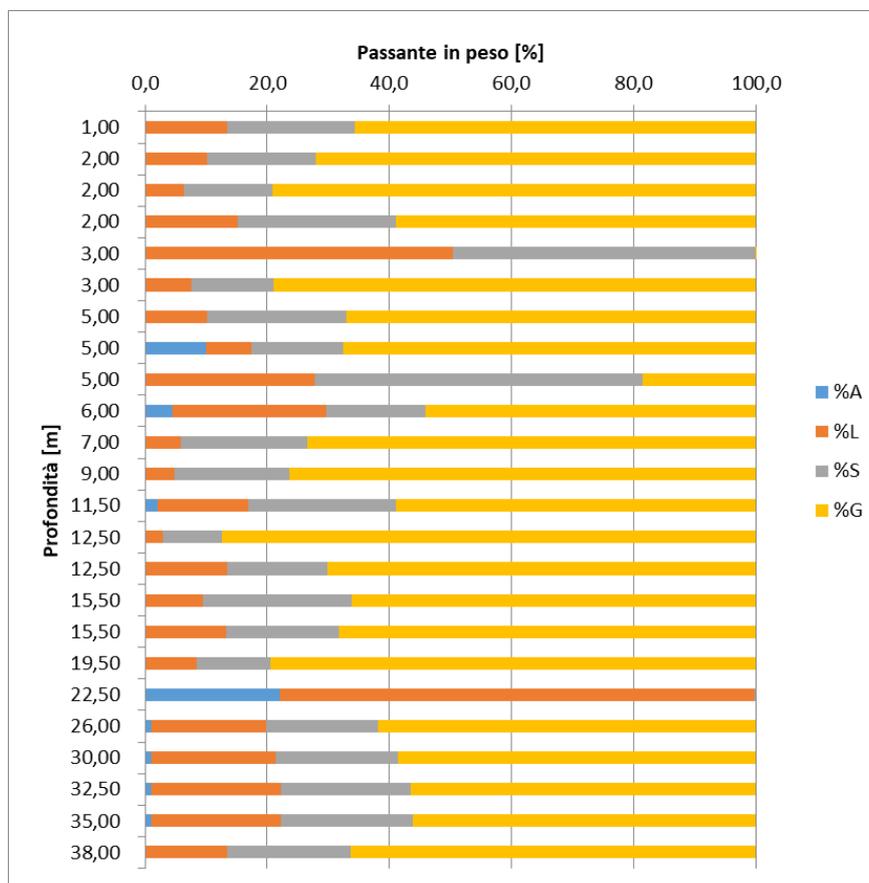


Figura 5.5: Terreni FLG – Andamento del passante in peso con la profondità

In corrispondenza dei campioni con componente limosa più elevata sono stati determinati i seguenti valori di limite di liquidità  $W_L$  e di plasticità  $W_P$ :

$$W_L = 21 \div 46 \%$$

$$W_P = 12 \div 25 \%$$

Il peso dell'unità di volume naturale  $\gamma$  è compreso tra 20 e 21 kN/m<sup>3</sup>.

Le prove SPT hanno fornito valori principalmente a rifiuto. Nel grafico che segue si riportano i valori di  $N_{30}$  in funzione della profondità.:

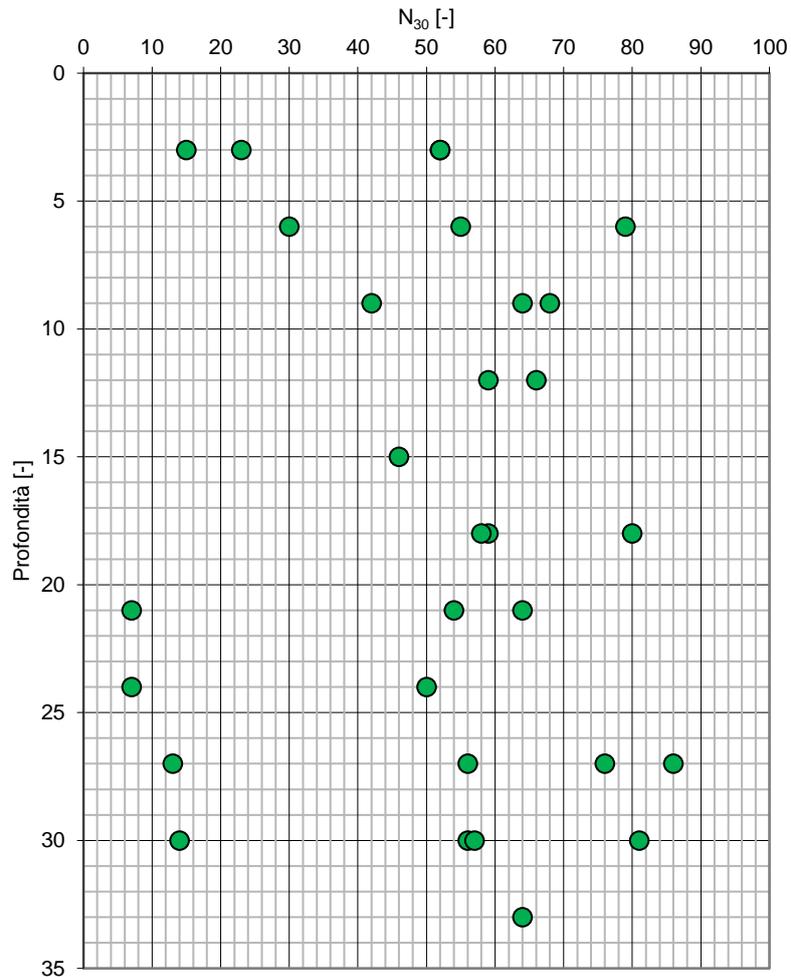


Figura 5.6: Terreni FLG – Valori di  $N_{30}$  da prove SPT

Si evidenzia in particolare un'area, in basso a sinistra nel diagramma sopra riportato, con risultati notevolmente minori degli altri. Tali dati sono relativi al medesimo sondaggio SD06\_PZ e a profondità successive. La concomitanza di tali risultati e l'osservazione delle cassette catalogatrici ha permesso di evidenziare che in tale sondaggio, a profondità maggiori di 21 m, è presente una lente di terreni a grana prevalentemente fine con estensione non definibile. Questi quattro valori non verranno quindi considerati nella determinazione di seguito riportata e verranno considerati separatamente nella definizione delle caratteristiche geotecniche.

Dal'elaborazione delle prove SPT si ricavano i seguenti intervalli per i valori dell'angolo d'attrito  $\varphi'$  e del modulo elastico operativo  $E'_{op\ SPT}$  in termini di pressioni effettive:

$$\varphi' = 35 \div 43 \text{ }^\circ;$$

$$E'_{op\ SPT} = 40 \div 70 \text{ MPa.}$$

Di seguito si riportano i diagrammi con le elaborazioni delle prove:

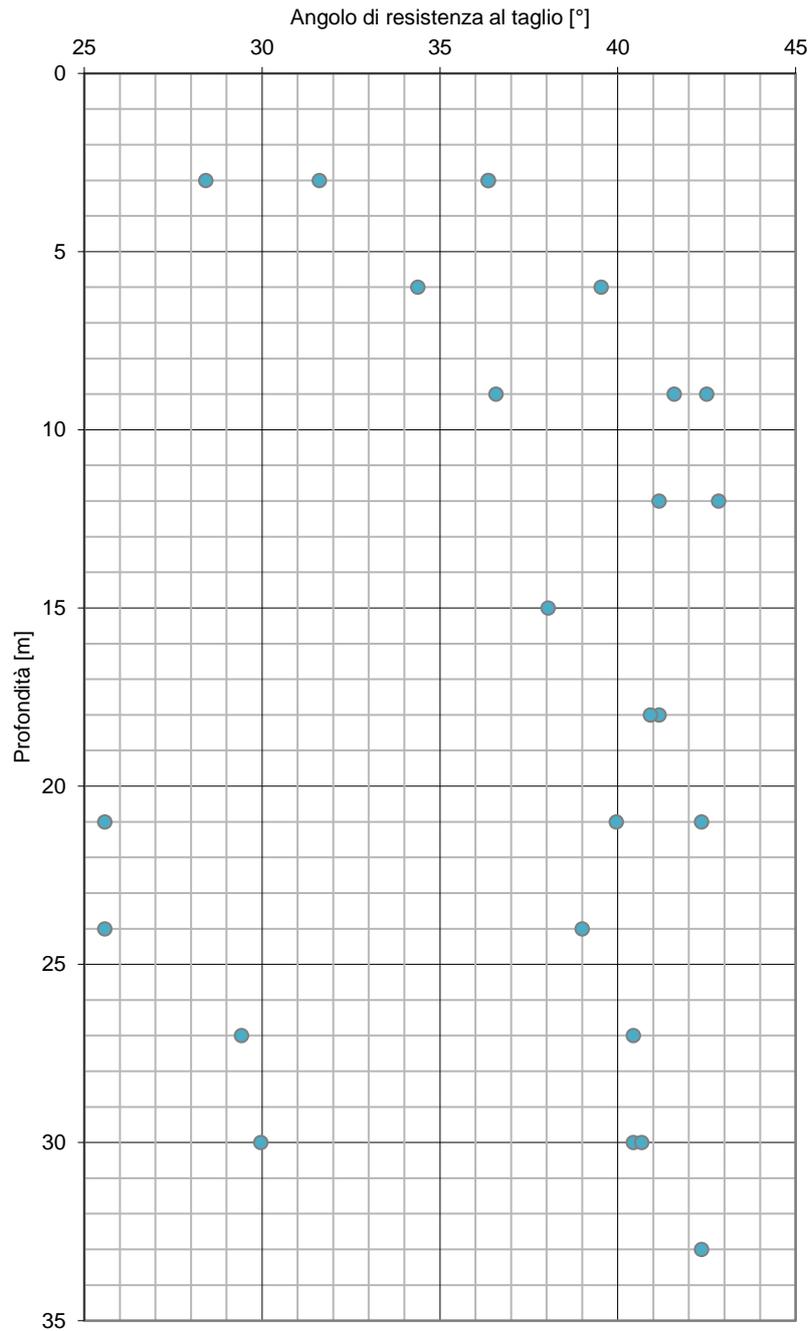


Figura 5.7: Terreni FLG – Valori di angolo di resistenza al taglio da prove SPT

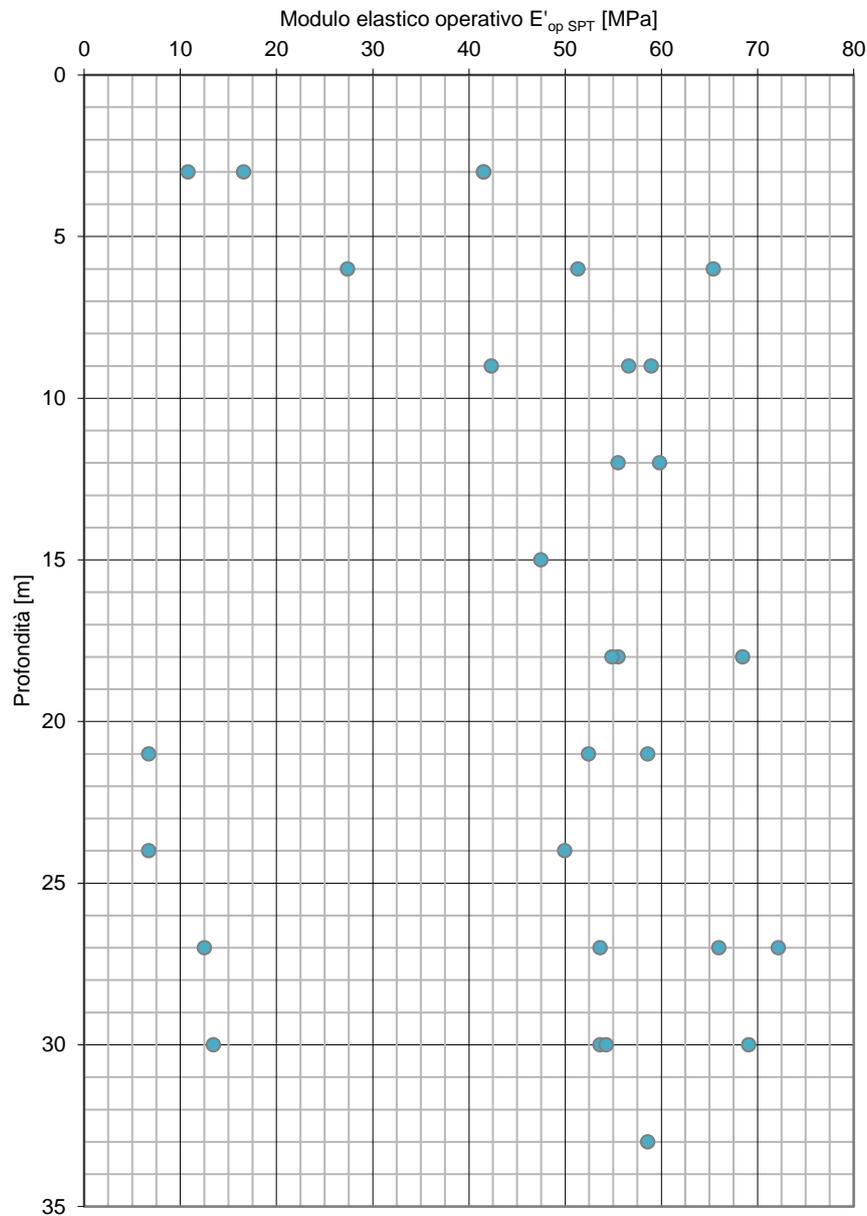


Figura 5.8: Terreni FLG – Valori del modulo elastico operativo da prove SPT

Sul campione SD06-PZ\_CI01 è inoltre stata effettuata una prova di taglio diretto CD, ottenendo un valore di angolo di resistenza al taglio di 24°.

I terreni FLG presentano inoltre una blanda cementazione non apprezzabile dalle cassette catalogatrici. Sulla base dell'esperienza e delle conoscenze acquisite dai sopralluoghi geologici si può attribuire un valore di coesione efficace pari a circa 10 kPa per tenere in considerazione il grado di cementazione.

## 5.2 Rocce lapidee

### 5.2.1 Calcari e calcareniti - Ca

I calcari e le calcareniti Ca sono stati rinvenuti dalla progressiva 8+720 fino a fine tracciato quali rocce del substrato, per spessori non definibili. Procedendo lungo il tracciato le rocce si rinvengono a profondità sempre minori fino a risultare affioranti dopo la progressiva 9+960.

I termini Ca presentano una struttura massiva o fratturata, con discontinuità variamente orientate da leggermente scabre a lisce e a tratti ricementate, La colorazione è colore grigio chiaro con patine e zone ossidate color avana.

Il peso  $\gamma$  è generalmente compreso tra 24 e 26 kN/m<sup>3</sup>.

La caratterizzazione meccanica dell'ammasso roccioso si è basata su prove di compressione monoassiale non confinate, su prove di carico puntuale e su prove triassiali.

Per rapportare i valori di resistenza a rottura  $\sigma_c$  ottenuti dalle prove di carico puntuale ai risultati delle prove di compressione monoassiale si considera la seguente relazione:

$$\sigma_{ci,Is} \approx 22 \cdot I_{s50\%}$$

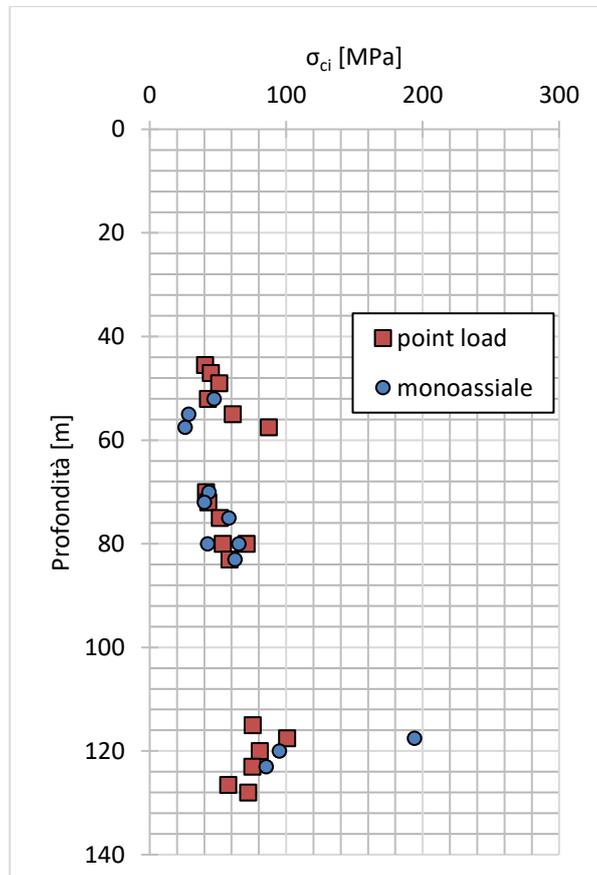


Figura 5.9: Ca – Amdamento della resistenza a rottura  $\sigma_{ci}$  con la profondità

La resistenza a compressione monoassiale è sempre compresa tra 20 MPa e 90 MPa, ad esclusione di un campione del sondaggio SD25-PZ\_CL2 dove si ottiene un valore particolarmente elevato di resistenza (194 MPa).

Le discontinuità dell'ammasso roccioso sono state caratterizzate considerando i risultati dei rilievi effettuati in parete (Geostop) in differenti posizioni, qui di seguito evidenziate.



Figura 5.10: Ubicazione Geostop

Ogni discontinuità è stata misurata un numero di volte compreso tra 3 e 6 al fine di ottenere un valore medio affidabile per lo strato. Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle misure.

GHOSTOP	DIR	DIP
1	238	45
	141	42
	265	61
	355	88
	330	80
2	42	21
	344	89
	258	80
	35	70
3	239	21

GEOSTOP	DIR	DIP
	81	43
	224	81
	329	89
4	288	22
	310	89
	33	89
5	75	80
	342	80
	106	45
	120	31
	140	89
6	354	37
	321	76
	50	72
	83	71
7	40	31
	285	81
	261	71
8	176	33
	140	89
	256	71
9	48	38
	167	44
	40	61
	219	50
	102	69
	202	66
	173	80

*Tabella 5-4: Dip – Dip dir*

Si distinguono:

- Geostop 1, Geostop 2: rilievi effettuati in corrispondenza dell'ammasso roccioso in corrispondenza del viadotto Fason;
- Geostop 3, Geostop 4, Geostop 7, Geostop 8: rilievo effettuato sulle rocce affioranti di interesse per la galleria;
- Geostop 5, Geostop 6: rilievo effettuato sulle rocce affioranti di interesse per la galleria;
- Geostop 9: rilievo effettuato lungo l'asse del tracciato.

Sono state inoltre misurate le caratteristiche dell'ammasso necessaria per la definizione dell'indice RMR, ottenendo:

- Spaziatura generalmente compresa tra 10 e 100 cm, dal quale si è determinato un valore di  $RMR_3$  compreso, a vantaggio di sicurezza, tra 5 e 10;
- Persistenza compresa tra 3 e 20 m, dal quale generalmente è risultato  $RMR_{4.1} = 2$ ;
- Separazione raramente superiore a 0,1 mm, dal quale generalmente è risultato  $RMR_{4.2} = 5$ ;
- Scabrezza variabile, con valori di  $RMR_{4.3}$  compresi, a vantaggio di sicurezza, tra 1 e 3;
- Riempimento generalmente assente, dal quale  $RMR_{4.4} = 6$ .

La valutazione delle singole componenti dell'indice RMR è variata in funzione delle caratteristiche locali dell'ammasso e dall'osservazione delle cassette catalogatrici.

Per la valutazione delle famiglie di discontinuità lungo l'asse della galleria si considerano i Geostop 3, 4, 5, 6, 7, 8. In particolare si suddividono questi in due gruppi. Il primo (Gruppo A) comprende i Geostop 5 e 6, il secondo (Gruppo B), i Geostop 3, 4, 7, 8. Si riportano di seguito le famiglie di discontinuità individuate dall'elaborazione dei due gruppi:

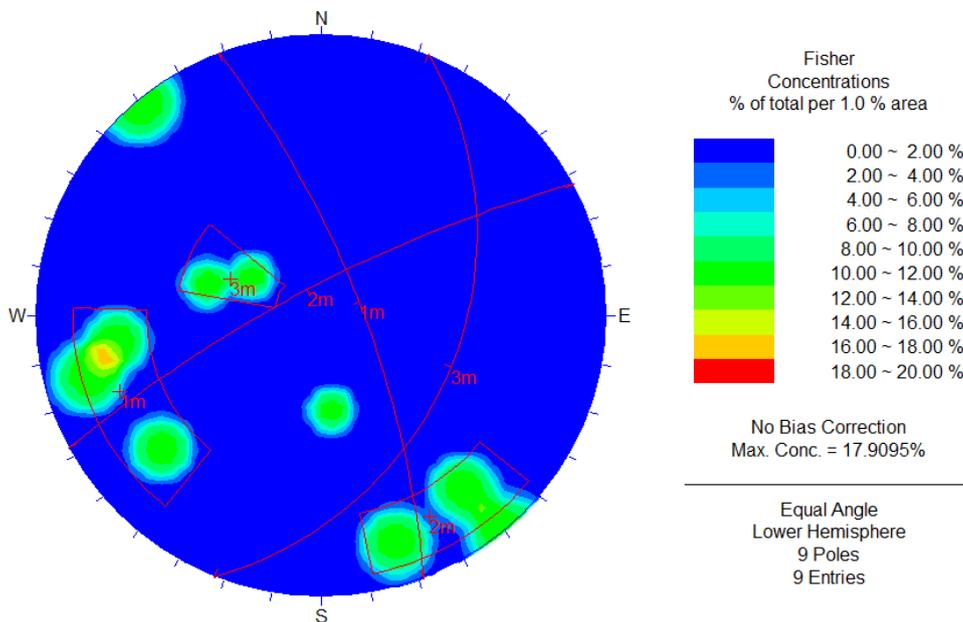


Figura 5.11: Gruppo A

Famiglia	Dip	Dir
1	74	69
2	78	332
3	38	112

Tabella 5-5: Dip – Dip dir gruppo A

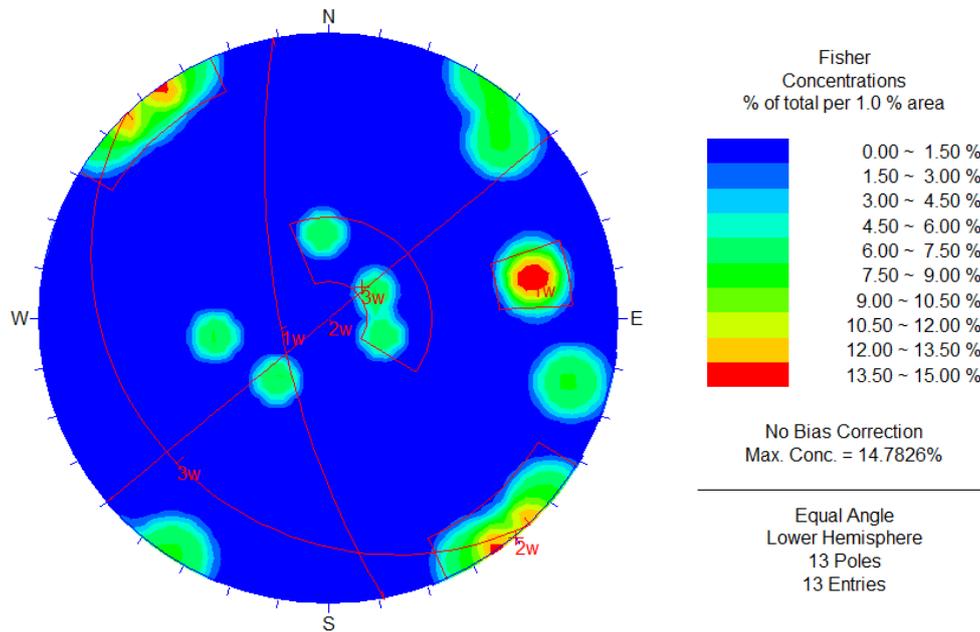


Figura 5.12: Gruppo B

Famiglia	Dip	Dir
1	71	259
2	90	320
3	18	226

Tabella 5-6: Dip – Dip dir gruppo B

Si considerano, nel dimensionamento della galleria, i singoli Geostop allo scopo di valutare tutte le possibili instabilità dell'ammasso.

Le caratteristiche di resistenza e deformabilità (coesione  $c$ , angolo di resistenza al taglio  $\phi$ , modulo di Young dell'ammasso roccioso  $E_m$ ) sono state determinate sulla base della teoria di Hoek-Brown per ogni provino testato, interpretando le prove eseguite su roccia intatta sulla base del valore di RQD medio nello strato, del valore di RMR (e conseguentemente del valore di GSI), del grado di disturbo  $D$  e di un valore costante di  $m_i$  pari a 8, dipendente dalla natura geologica della formazione.

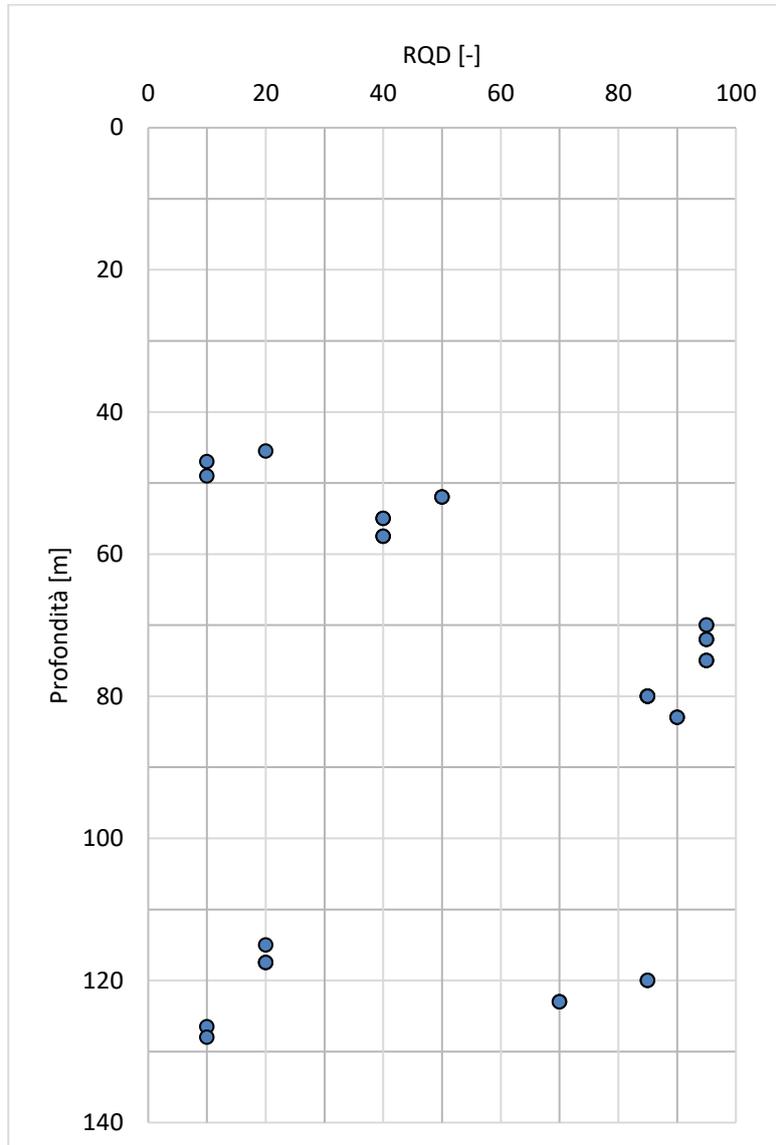


Figura 5.13: Ca – valore medio di RQD nello strato

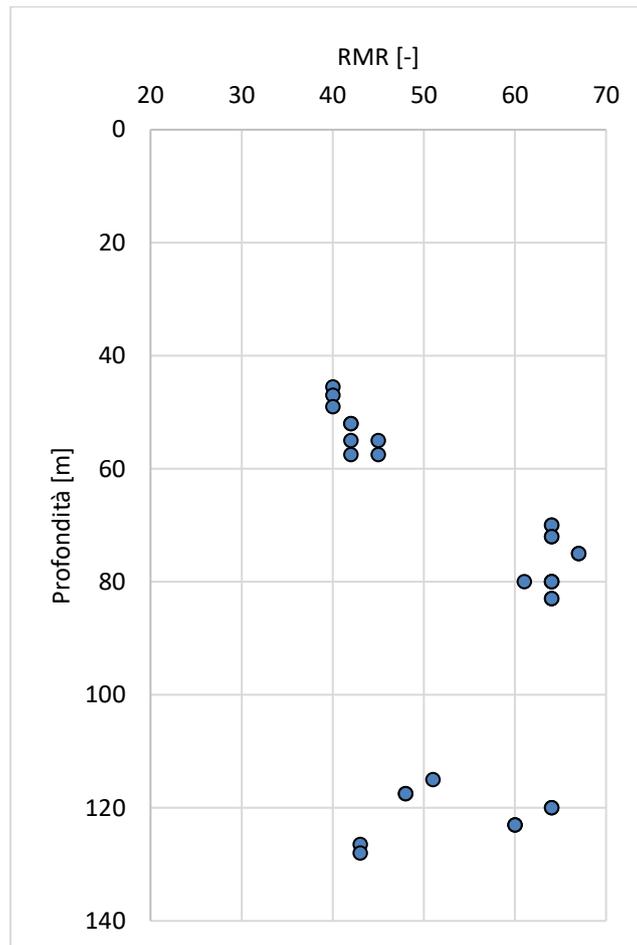


Figura 5.14: Ca - RMR

Le caratteristiche geotecniche dell'ammasso roccioso sono funzione del grado di disturbo dell'ammasso roccioso  $D$  e dell'approfondimento rispetto al piano campagna  $h$ . In funzione di tali parametri si evidenziano i seguenti casi:

1.  $D = 0,0$  ;  $h \approx 100$  m; (asse galleria, fascia non disturbata dalla tecnica di scavo)
2.  $D = 0,5$  ;  $h \approx 100$  m; (asse galleria, fascia disturbata dallo scavo)
3.  $D = 0,0$  ;  $h \approx 0$  m. (fondazione viadotto)

Ottenendo, di conseguenza, i seguenti risultati, distinti per prove di compressione monoassiale (in blu) e per carico puntuale (in rosso):

1.

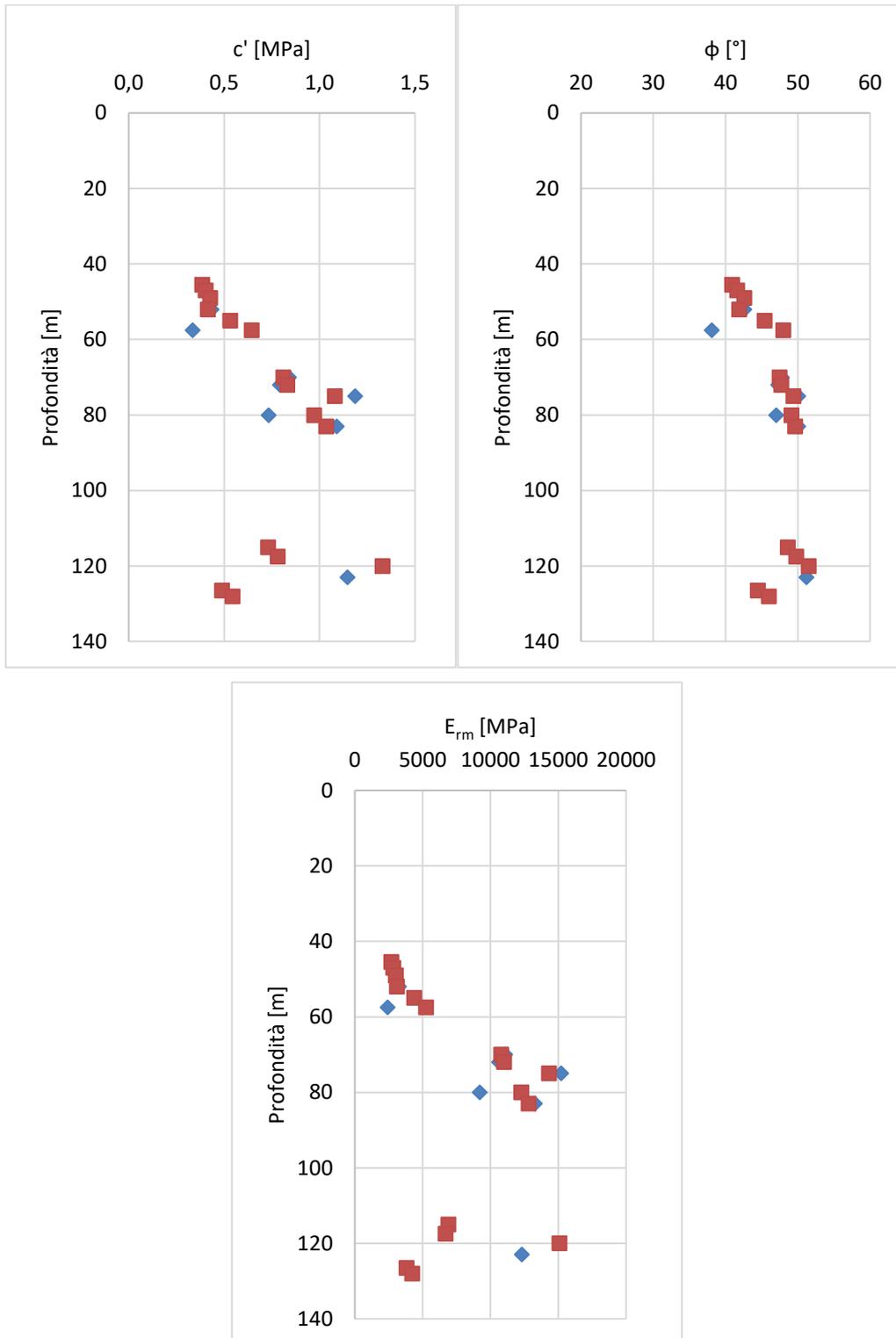


Figura 5.15: Ca – caratteristiche di resistenza per ammasso non disturbato in asse galleria

$c = 0,33 \div 1,18$  MPa;

$\phi = 38 \div 48$  °;

$E_{rm} = 2,4 \div 12,0$  GPa.

2.

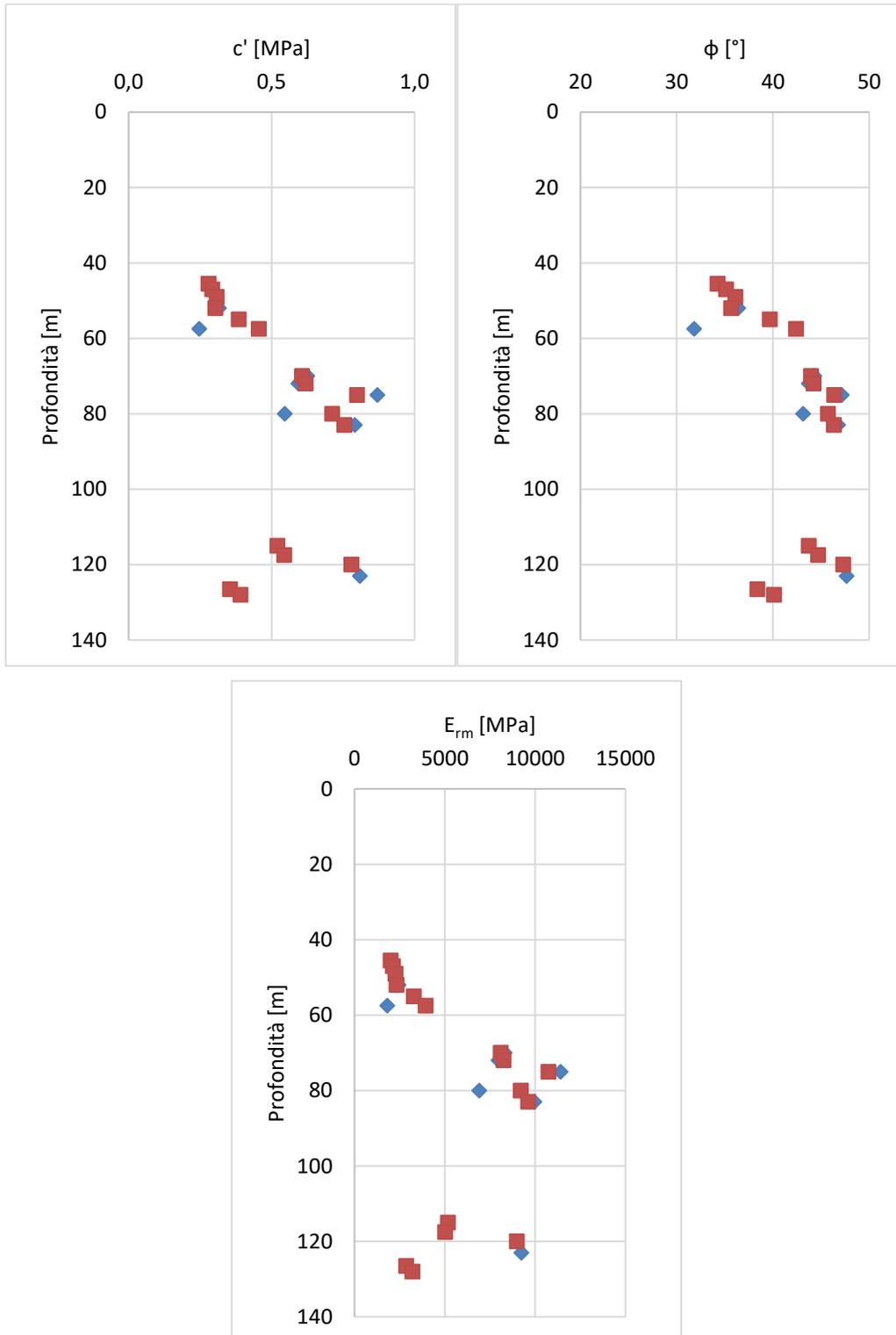


Figura 5.16: Ca – caratteristiche di resistenza per ammasso disturbato in asse galleria

$c = 0,25 \div 0,87$  MPa;

$\phi = 31 \div 48$  °;

$E_{rm} = 1,8 \div 10,0$  GPa.

3.

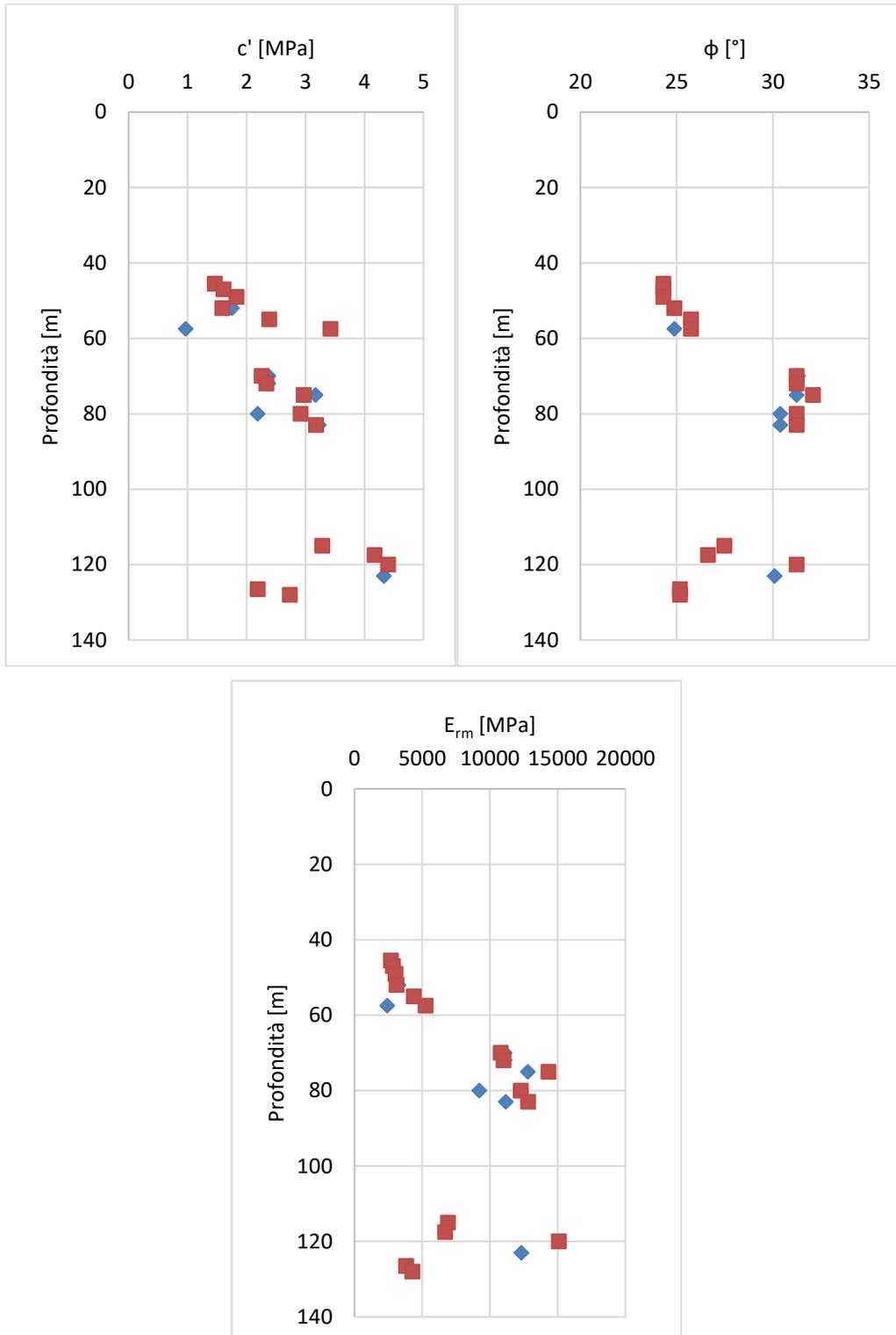


Figura 5.17: Ca – caratteristiche di resistenza per ammasso non disturbato in fondazione viadotto

$$c = 0,95 \div 3,10 \text{ MPa};$$

$$\phi = 24 \div 31 \text{ }^\circ;$$

$$E_{rm} = 2,4 \div 10,0 \text{ GPa}.$$

In particolare, considerando la presenza di rocce maggiormente fratturate approssimativamente nei primi 5 m dell'ammasso, si considerino per questi le seguenti caratteristiche minime:

$$c = 0,73 \text{ MPa}; \quad \varphi = 21^\circ; \quad E_m = 1,1 \text{ GPa}$$

Sono state effettuate 8 prove triassiali su campioni di roccia, che hanno permesso di determinare la correlazione tra la resistenza a compressione monoassiale e la resistenza tangenziale  $\tau$ .

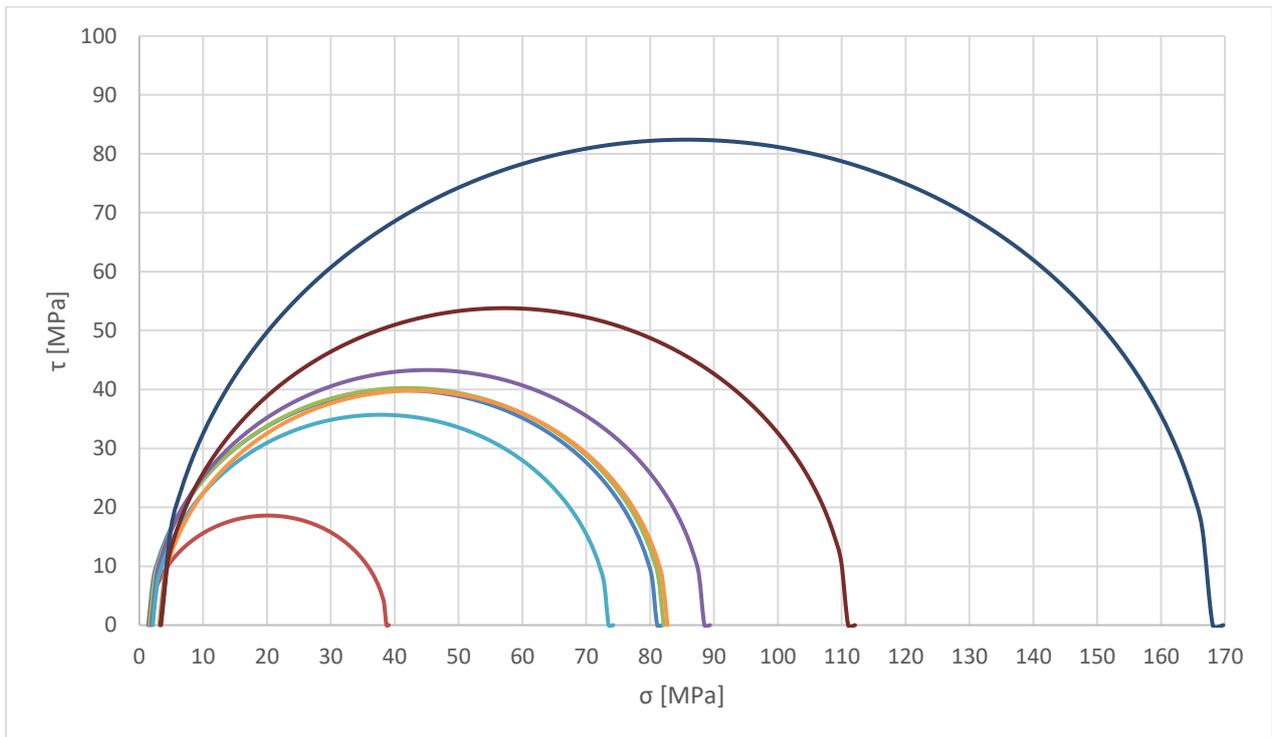


Figura 5.18: Ca – Cerchi del Mohr

Durante le prove di compressione monoassiale sono stati calcolati i valori di modulo di Young secante  $E_{s50}$  e coefficiente di Poisson  $\nu_{50}$ , calcolati al 50% della tensione a rottura:

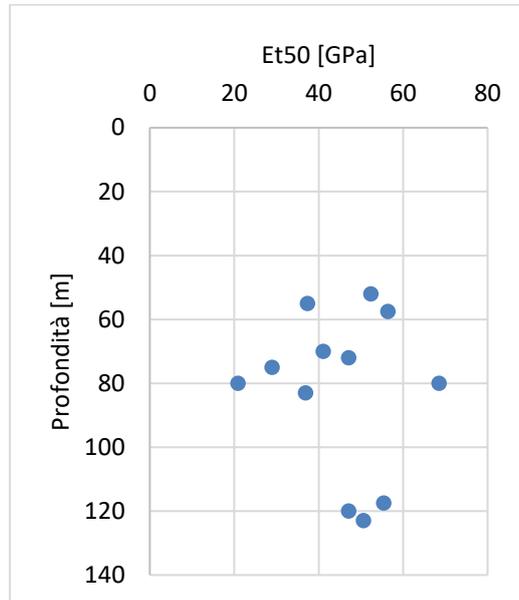


Figura 5.19: Ca – modulo elastico secante  $E_{s50}$

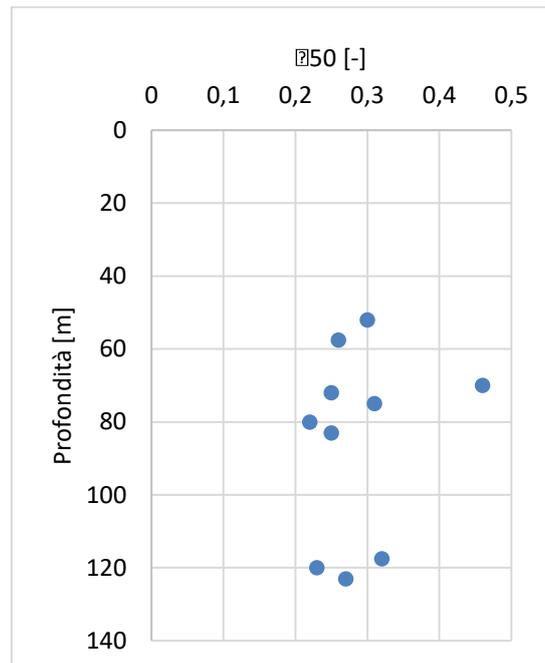


Figura 5.20: Ca – coefficiente di Poisson  $\nu_{50}$

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

### 5.3 Falda

L'andamento del pelo libero della falda è stato ricavato dai risultati degli studi geognostici tramite l'installazione di più piezometri a tubo aperto (sondaggi SxxD-PZ), da cui si evince:

- ❑ **dal km 0+000 al km 0+820**  
livello di falda a profondità di 3 ÷ 8 m dal piano campagna all'interno dello strato di alluvioni a grana grossa ALG, con locali innalzamenti dovuti a lenti a grana leggermente più fine;
- ❑ **dal km 0+820 al km 6+800**  
livello di falda a profondità approssimativamente costante a circa 2 ÷ 4 m dal piano campagna, con locali innalzamenti dovuti a lenti a grana leggermente più fina;
- ❑ **dal km 6+800 al km 9+140**  
livello di falda a profondità progressivamente crescente da circa 2 ÷ 10 m dal piano campagna;
- ❑ **dal km 9+140 al km 10+880**  
livello a profondità variabile, con presenza di più falde e probabili abbassamenti repentini dovuti alla presenza di faglie, profondità rispetto al piano campagna di circa 40 m;

Nelle rimanenti parti del tracciato non è desumibile la presenza di falda sulla base delle attuali conoscenze.

La falda potrebbe subire variazioni stagionali dovute alla natura a grana grossa dei terreni.

### 5.4 Caratterizzazione fisico – meccanica dei terreni

Di seguito sono riportati in sintesi i parametri geotecnici che è possibile attribuire ai terreni che costituiscono il volume significativo ai fini della progettazione delle opere.

Tali valori sono stati ricavati sia sulla base delle specifiche prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati nel corso dell'ultima campagna di indagini, sia sulla base dei risultati ottenuti dalle prove svolte in sito, sia dai dati acquisiti in occasione di altri lavori su terreni simili a quelli in esame. Si è inoltre fatto riferimento a dati reperibili nella letteratura geotecnica regionale.

I parametri geotecnici valgono per i terreni di fondazione di tutto il tracciato e quindi per tutte le opere, in considerazione dell'omogeneità di comportamento dei vari termini desunta dai risultati delle indagini in sito e di laboratorio. Si osserva, infatti, che dall'esame del profilo geotecnico e dei dati di indagine, non si sono riscontrate situazioni particolari, tali da dovere considerare parametri specifici per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione di singoli tratti in rilevato e/o viadotto e/o trincea.

Nella tabella che segue si riportano i valori minimi e medi dei parametri fisico-meccanici dei terreni individuati, da utilizzare per il dimensionamento geotecnico e strutturale delle fondazioni delle opere d'arte.

In particolare, si riportano i valori delle seguenti grandezze:

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

- peso dell'unità di volume naturale  $\gamma_n$ ;
- coesione effettiva  $c'$ ;
- angolo d'attrito effettivo  $\phi'$ ;
- resistenza a rottura della roccia intatta  $\sigma_{ci}$ ;
- rock mass rating RMR;
- modulo di Young operativo  $E'_{op}$ ;
- modulo di Young dell'ammasso roccioso  $E_{rm}$ ;
- numero di colpi  $N_{SPT}$ ;

	Peso volume naturale $\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]		$N_{SPT}$ [-]		Angolo di resistenza al taglio $\phi$ [°]	
	min	med	min	med	min	med
ALG	20	20	20	45	32,0+	36,0+
FLG	20	20	23	60	35,0*	40,0*

	Modulo el. operativo $E'_{op}$ [MPa]		densità relativa $D_r$ [%]		coesione effettiva $c$ [kPa]	
	min	med	min	med	min	med
ALG	25	40	50	75	0,0	0,0
FLG	40	55	60	80	5,0'	10,0'

Tabella 5-7: Caratteristiche di progetto dei terreni sciolti

- + Considerare i valori di 26 e 28 ° (rispettivamente minimo e medio) per le fondazioni nel sondaggio SD02\_DH.
- \* Considerare i valori di 26 e 28 ° (rispettivamente minimo e medio) per le fondazioni nel sondaggio SD06\_PZ.
- ' Stima effettuata in base alle considerazioni geologiche.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]		resist. roccia intatta $\sigma_{ci}$ [MPa]		$m_i$ [-]	RMR [-]	
	min	med	min	med		min	med
Ca (D=0)	24	25	40,0	55,0	8	40	54
Ca (D=0,5)	24	25	40,0*	55,0	8	40	54

	$c'$ [MPa]		$\phi'$ [°]		$E_{rm}$ [GPa]		$E_s$ [GPa]		$\nu$ [-]	
	min	med	min	med	min	med	min	med	min	med
Ca (D=0)	0,33	0,77	38	46	2,4	8,8	29	46	0,22	0,27
Ca (D=0,5)	0,25	0,55	31	42	1,8	6,0	29	46	0,22	0,27

Tabella 5-8: Caratteristiche di progetto delle rocce lapidee per la galleria

SS 51 "Alemagna"		 <b>anas</b> GRUPPO FS ITALIANE
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]		resist. roccia intatta $\sigma_{ci}$ [MPa]		mi [-]	RMR [-]	
	min	med	min	med		min	med
Ca	24	25	40,0	55,0	8	40	54
Ca°	24	25	25,9	-	8	29	-

	c' [MPa]		$\phi'$ [°]		$E_{rm}$ [GPa]		$E_s$ [GPa]		$\nu$ [-]	
	min	med	min	med	min	med	min	med	min	med
Ca	0,95	2,00	24	28	2,4	8,0	29	46	0,22	0,27
Ca°	0,73	-	21	-	1,1	-	29	-	-	0,27

Tabella 5-9: Caratteristiche di progetto delle rocce lapidee non in galleria

- \* Per la determinazione delle caratteristiche minime è stato utilizzato il minimo assoluto della resistenza a compressione monoassiale pari a 25,9 MPa. Tale valore non viene considerato come di progetto in quanto relativo ad una porzione estremamente superficiale dell'ammasso.
- ° Valori da attribuire ai primi 5 metri dell'ammasso, in quanto più fratturato.  
 Durante la progettazione della galleria, a causa della non perfetta individuazione delle faglie, è stata considerata inoltre una fascia di circa 20 m centrata nella più probabile posizione di faglia, ove verranno considerati sempre i parametri minimi.

## 5.5 Caratterizzazione sismica dei terreni

La caratterizzazione sismica dei terreni è stata sviluppata nella Relazione Sismica T00GE00GEORE03A, alla quale si rimanda per i dettagli.

Grazie alla notevole omogeneità dei terreni è possibile assegnare la categoria di sottosuolo C a tutti i terreni compresi tra le progressive 0+000 e 9+300. Oltre tale progressiva la categoria passa a B.

SS 51 "Alemagna"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## 6 RAPPORTI OPERE TERRENI

---

Le conoscenze sui terreni di fondazione acquisite con i rilievi e le indagini hanno consentito di ricostruire con sufficiente dettaglio i rapporti tra le opere in progetto e i terreni di fondazione.

Con riferimento alla classificazione geotecnica riportata nel capitolo precedente, nelle tavole T00GE00GETFG\_01A ÷ 07A si illustrano i terreni di fondazione presenti lungo il profilo longitudinale in asse del tracciato.

Nelle stesse tavole sono riportate la posizione e la colonnina schematica dei sondaggi e dei pozzetti. Nelle singole colonnine sono indicati il simbolo dell'unità geotecnica, la quota del boccaforo se nota, la profondità della falda se presente, il valore  $N_{30}$  ricavato dalle prove SPT, la posizione dei campioni.

Nel seguito si illustrano i rapporti tra le opere ed i terreni con riferimento alle opere previste in progetto.

### 6.1 Viadotti – Gallerie

---

I rapporti che intercorrono tra i viadotti e le gallerie in progetto ed i terreni di fondazione, illustrati nel seguito distinti per opera, sono stati ricostruiti sulla base dei sondaggi e dei rilievi di superficie effettuati nel corso dei sopralluoghi.

Gli schemi riportati sono da ritenersi puramente indicativi in termini di dimensioni geometriche delle opere e lunghezza dei pali di fondazione al di sotto delle pile, posizione della falda in caso di falda a quota variabile. Per la lunghezza dei pali di fondazione si rimanda agli elaborati specifici di ciascun'opera.

#### 6.1.1 VI01 - FRARI

Il viadotto Frari si estende tra le progressive 0+441 e 0+881. Tramite i sondaggi SD00A\_DH, SD00B\_DH, SD01\_DH, SD02\_DH ed SD03\_PZ, svolti lungo l'asse del tracciato o in sua prossimità, è stato possibile caratterizzare i terreni di fondazione del viadotto, distinguendo le unità geologiche e geotecniche.

I terreni di fondazione del viadotto sono leggermente eterogenei. Si distingue, per la spalla A e per le prime sei pile del viadotto, uno strato omogeneo di ALG fino a quota di fine sondaggio con locali lenti a grana fine in corrispondenza della pila PI04 a profondità comprese tra 21 e 26,5 m. La pila 7 si fonda parzialmente su terreni ALG e su terreni FLG, mentre la spalla B si fonda su FLG per l'intera lunghezza.

La falda è stata individuata tramite il sondaggio SD03\_PZ e risulta particolarmente vicina al piano campagna. Si suppone che questa possa anche raggiungere il p.c. in periodi particolarmente piovosi.

I rapporti che intercorrono tra il viadotto e i terreni di fondazione sono illustrati, a titolo di esempio, nello stralcio del profilo geotecnico, riportato nella figura che segue.

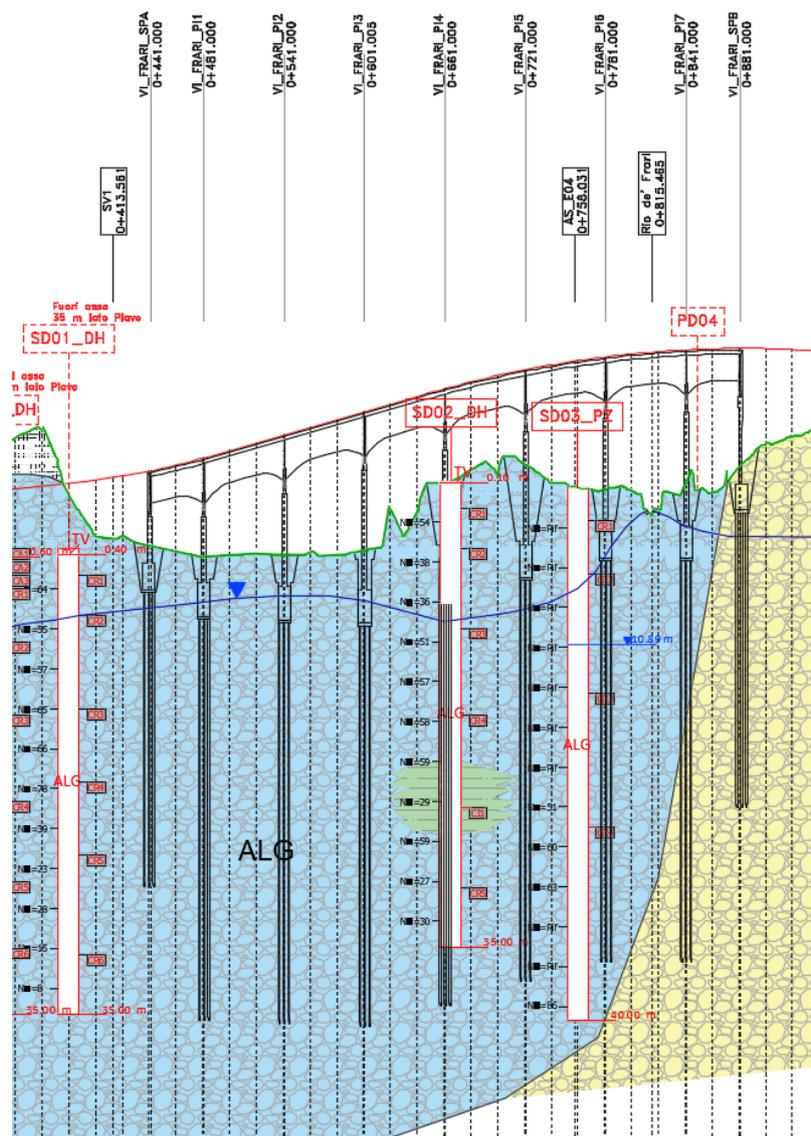


Figura 6.1: VI01 – schema fisico di riferimento

Sono stati scelti dei pali  $\Phi 1200$  con lunghezze comprese tra i 22 e i 30 m. I pali sono stati progettati imponendo la falda a piano campagna. Sono stati considerati schemi di calcolo distinti per ogni pila. La progettazione della pila P104 è stata eseguita considerando il livello di terreni a grana fine compreso tra le profondità sopra riportate e parametri ridotti sono stati assegnati a tale lente.

Si rimanda agli elaborati specialistici dell'opera per ulteriori informazioni. In particolare la relazione P00VI01STRRE01A e la tavola P00VI01STRFG01A.

### 6.1.2 VI02 - DESEDAN

Il viadotto Desedan si estende tra le progressive 3+071 e 4+291. Tramite i sondaggi SD07\_DH, SD08\_DH, SD05\_PZ, SD09ter\_DH, SD09bis\_PZ, SD09\_PZ, SD10\_DH ed SD11\_DH, svolti lungo l'asse del tracciato o in sua prossimità, è stato possibile caratterizzare i terreni di fondazione del viadotto, distinguendo le unità geologiche e geotecniche.

I terreni di fondazione del viadotto sono omogenei. Si distingue, per la spalla A uno strato omogeneo di FLG fino a quota di fine fondazione. La restante parte del viadotto si sviluppa su terreni ALG omogenei per l'intera lunghezza.

La falda è stata individuata tramite i sondaggi SD05\_PZ, SD09bis\_PZ ed SD09\_PZ e risulta particolarmente vicina al piano campagna. Si suppone che questa possa anche raggiungere il p.c. in periodi particolarmente piovosi.

I rapporti che intercorrono tra il viadotto e i terreni di fondazione sono illustrati, a titolo di esempio, nello stralcio del profilo geotecnico, riportato nella figura che segue.

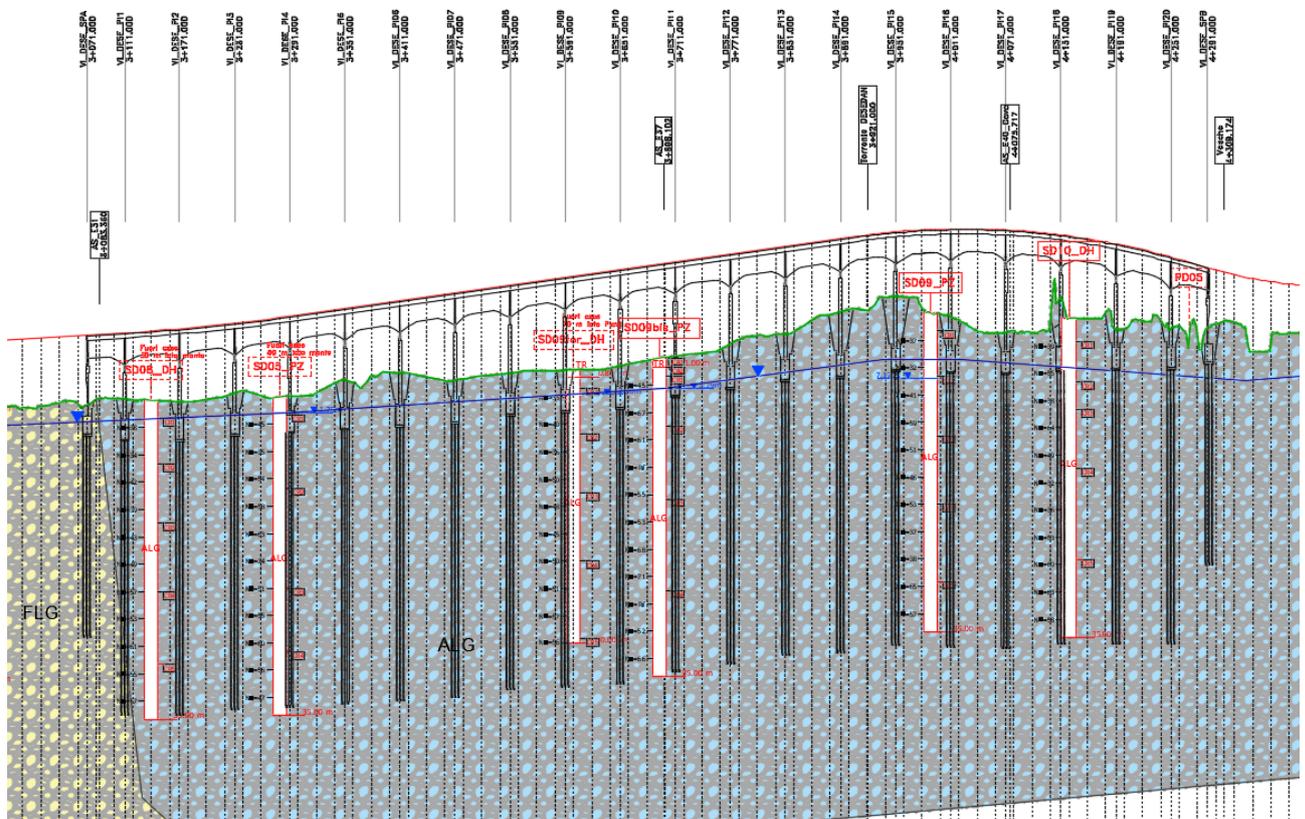


Figura 6.2: VI02 – schema fisico di riferimento

SS 51 "Alemagna"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Sono stati scelti dei pali  $\Phi 1200$  con lunghezze comprese tra i 22 e i 30 m. I pali sono stati progettati imponendo la falda a piano campagna. Sono stati considerati schemi di calcolo distinti per ogni pila.

Si rimanda agli elaborati specialistici dell'opera per ulteriori informazioni. In particolare la relazione P00VI02STRRE01A e la tavola P00VI02STRFG01A.

### 6.1.3 VI03 - VILLANOVA

Il viadotto Villanova si estende tra le progressive 4+992 e 5+292. Tramite i sondaggi SD12\_PZ, SD12bis\_PZ ed SD13\_DH, svolti lungo l'asse del tracciato o in sua prossimità, è stato possibile caratterizzare i terreni di fondazione del viadotto, distinguendo le unità geologiche e geotecniche. I terreni di fondazione del viadotto sono omogenei e composti, per l'intero sviluppo del viadotto, da ALG per l'intera lunghezza dei pali di fondazione.

La falda è stata individuata tramite i sondaggi SD12\_PZ ed SD12bis\_PZ e risulta particolarmente vicina al piano campagna. Si suppone che questa possa anche raggiungere il p.c. in periodi particolarmente piovosi.

I rapporti che intercorrono tra il viadotto e i terreni di fondazione sono illustrati, a titolo di esempio, nello stralcio del profilo geotecnico, riportato nella figura che segue.

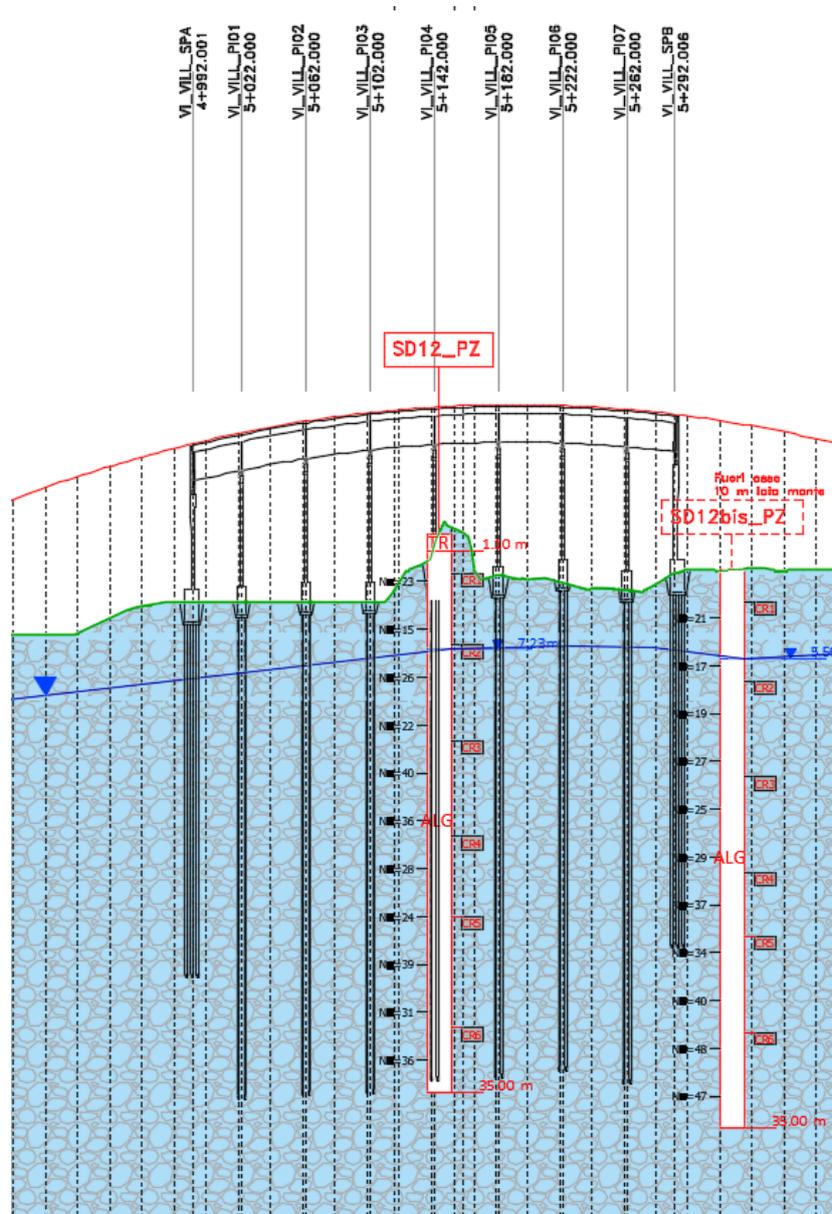


Figura 6.3: VI03 – schema fisico di riferimento

Sono stati scelti dei pali  $\Phi 1200$  con lunghezze comprese tra i 22 e i 30 m. I pali sono stati progettati imponendo la falda a piano campagna. Sono stati considerati schemi di calcolo distinti per ogni pila.

Si rimanda agli elaborati specialistici dell'opera per ulteriori informazioni. In particolare la relazione P00VI03STRRE01A e la tavola P00VI03STRFG01A.

### 6.1.4 VI04 - MAE

Il viadotto Mae si estende tra le progressive 6+451 e 6+931. Tramite i sondaggi SD14\_DH ed SD16\_DH, svolti in prossimità dell'asse del tracciato, è stato possibile caratterizzare i terreni di fondazione del viadotto, distinguendo le unità geologiche e geotecniche.

I terreni di fondazione del viadotto sono omogenei e composti, per l'intero sviluppo del viadotto, da ALG per l'intera lunghezza dei pali di fondazione.

La falda è stata supposta vicina al piano campagna. Si suppone che questa possa anche raggiungere il p.c. in periodi particolarmente piovosi.

I rapporti che intercorrono tra il viadotto e i terreni di fondazione sono illustrati, a titolo di esempio, nello stralcio del profilo geotecnico, riportato nella figura che segue.

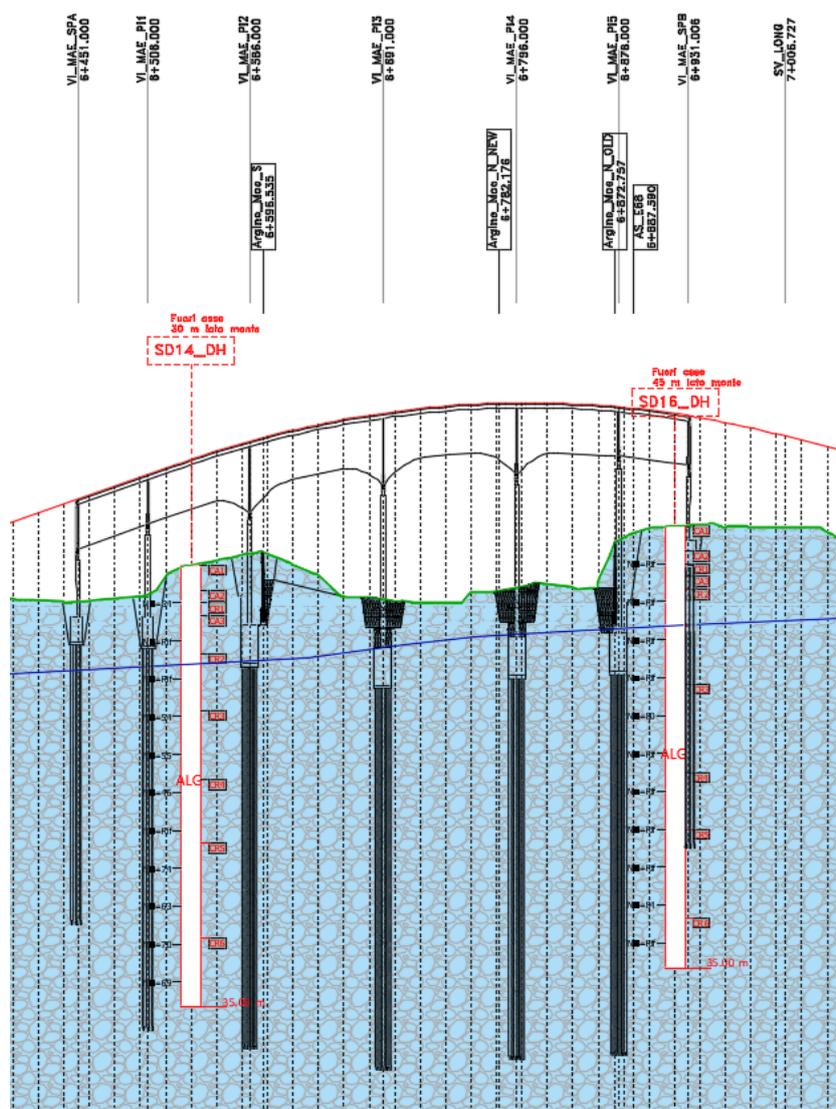


Figura 6.4: VI04 – schema fisico di riferimento

Sono stati scelti dei pali  $\Phi 1200$  con lunghezze comprese tra i 22 e i 30 m, delle quali per le pile dal 2 al 5 si assume uno schema a pozzo. I pali sono stati progettati imponendo la falda a piano campagna. Sono stati considerati schemi di calcolo distinti per ogni pila.

Si rimanda agli elaborati specialistici dell'opera per ulteriori informazioni. In particolare la relazione P00VI04STRRE01A e la tavola P00VI04STRFG01A.

### 6.1.5 VI05 - FIERA

Il viadotto Fiera si estende tra le progressive 7+532 e 8+032. Tramite i sondaggi SD17\_DH, SD18\_PZ ed SD19\_DH, svolti lungo l'asse del tracciato, è stato possibile caratterizzare i terreni di fondazione del viadotto, distinguendo le unità geologiche e geotecniche.

I terreni di fondazione del viadotto sono omogenei e composti, per l'intero sviluppo del viadotto, da ALG per l'intera lunghezza dei pali di fondazione.

La falda è stata osservata vicina al piano campagna. Si suppone che questa possa anche raggiungere il p.c. in periodi particolarmente piovosi.

I rapporti che intercorrono tra il viadotto e i terreni di fondazione sono illustrati, a titolo di esempio, nello stralcio del profilo geotecnico, riportato nella figura che segue.

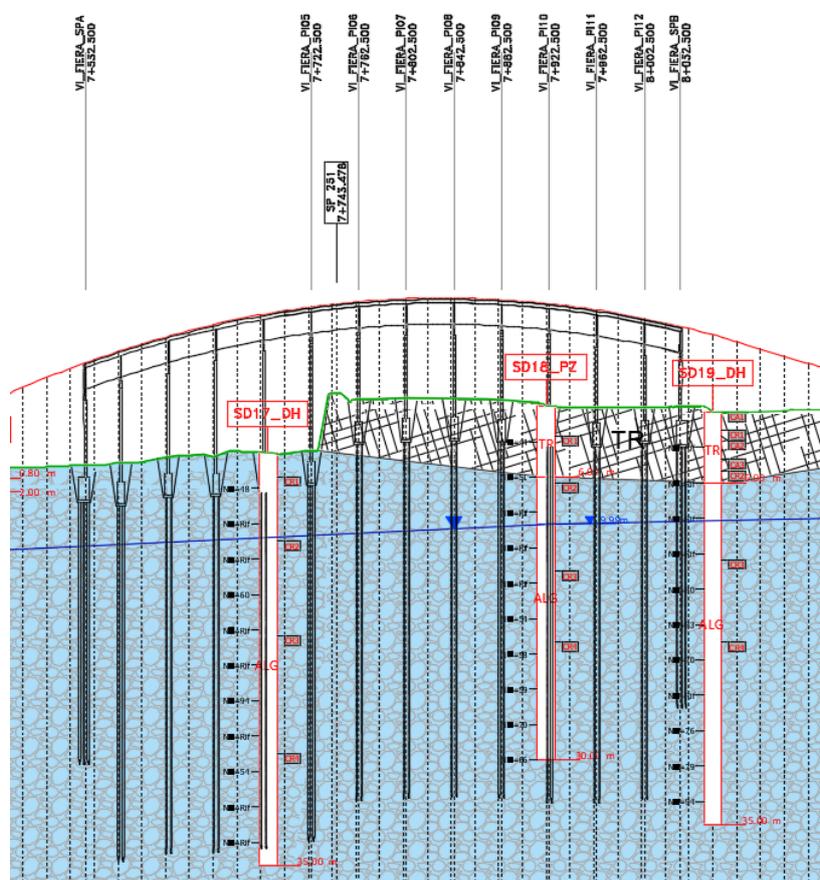


Figura 6.5: VI05 – schema fisico di riferimento

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Sono stati scelti dei pali  $\Phi 1200$  con lunghezze comprese tra i 22 e i 30 m. I pali sono stati progettati imponendo la falda a piano campagna. Sono stati considerati schemi di calcolo distinti per ogni pila.

Si rimanda agli elaborati specialistici dell'opera per ulteriori informazioni. In particolare la relazione P00VI01STRRE05A e la tavola P00VI01STRFG01A.

### 6.1.6 VI06 - MALCOM

Il viadotto Malcom si estende tra le progressive 8+797 e 8+912. Tramite i sondaggi SD20\_DH ed SD21\_PZ, svolti lungo l'asse del tracciato o in sua prossimità, è stato possibile caratterizzare i terreni di fondazione del viadotto, distinguendo le unità geologiche e geotecniche.

I terreni di fondazione del viadotto sono leggermente eterogenei e composti, da alluvioni fluvio-glaciali FLG a ricoprimento dei calcari Ca, la cui profondità è stata osservata nel sondaggio SD21\_PZ da 17,0 m da p.c..

La falda è stata osservata vicina al piano campagna. Si suppone che questa possa anche raggiungere il p.c. in periodi particolarmente piovosi.

I rapporti che intercorrono tra il viadotto e i terreni di fondazione sono illustrati, a titolo di esempio, nello stralcio del profilo geotecnico, riportato nella figura che segue.



La stratigrafia individuata è omogenea. Si sono riconosciute alluvioni FLG approssimativamente nei primi 100 m di scavo in naturale e successivamente calcari Ca. i calcari risultano a zone più fratturate ed è stata considerata la presenza di numerose faglie sub-verticali che interessano l'ammasso.

La falda è stata individuata sopra l'asse della galleria su più livelli separati, la presenza di faglie ha probabilmente determinato una faglia a quota variabile non perfettamente individuabile lungo l'intero asse.

I rapporti che intercorrono tra la galleria e i terreni di fondazione sono illustrati, a titolo di esempio, nello stralcio del profilo geotecnico in asse destro, riportato nella figura che segue.

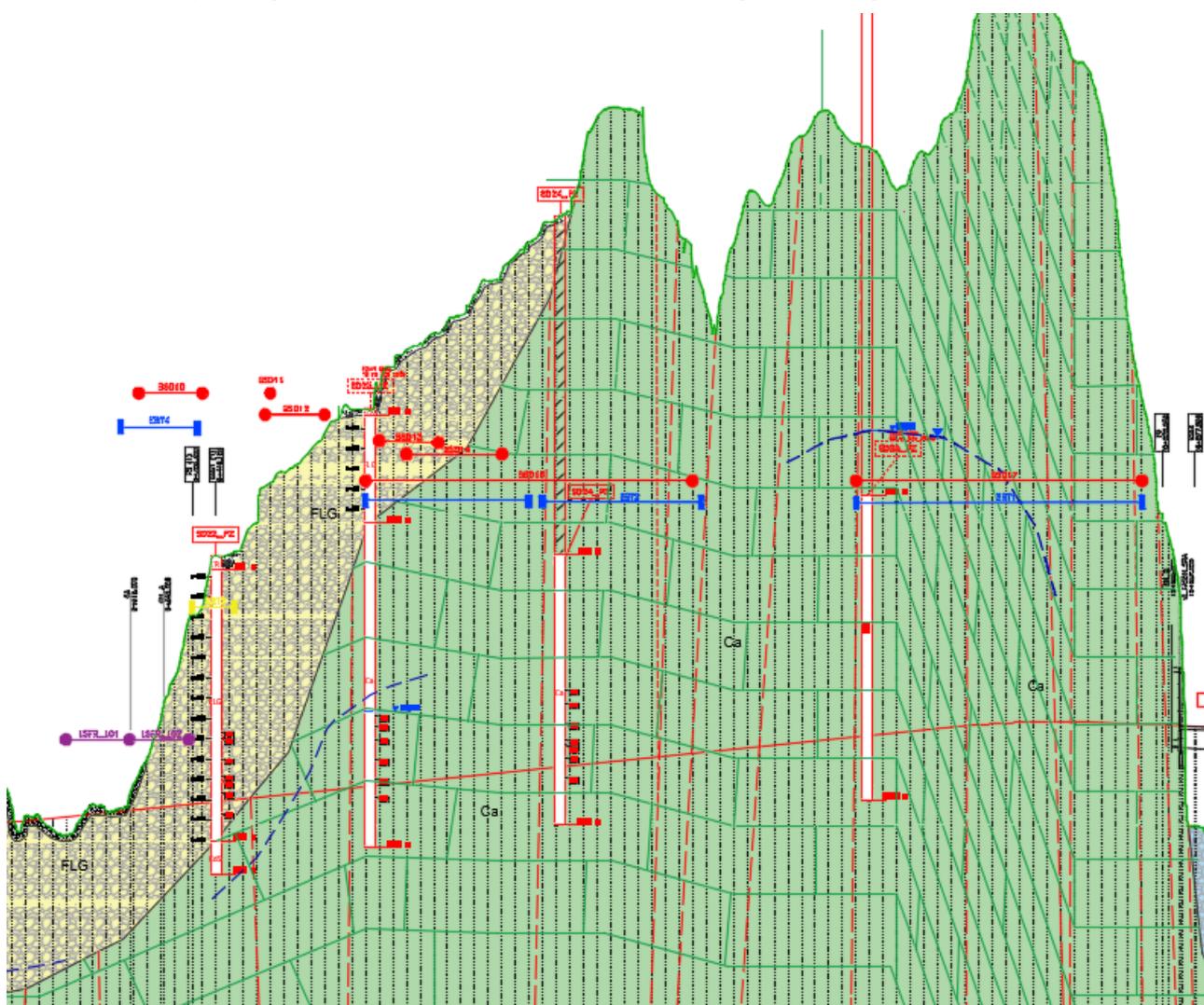


Figura 6.7: GN01 – schema fisico di riferimento

### 6.1.8 VI07 - FASON

Il viadotto Fason si estende tra le progressive 10+855 e 11+062. Tramite il sondaggio SD26, svolto lungo l'asse del tracciato, è stato possibile caratterizzare i terreni di fondazione del viadotto, distinguendo le unità geologiche e geotecniche.

I terreni di fondazione del viadotto sono composti da un accumulo di alluvioni a grana grossa ALG a ricoprimento dei calcari di fondazione Ca, che si estendono in profondità.

La falda non è stata rilevata tramite sondaggi, tuttavia questa si suppone, durante il dimensionamento, a piano campagna.

I rapporti che intercorrono tra il viadotto e i terreni di fondazione sono illustrati, a titolo di esempio, nello stralcio del profilo geotecnico, riportato nella figura che segue.

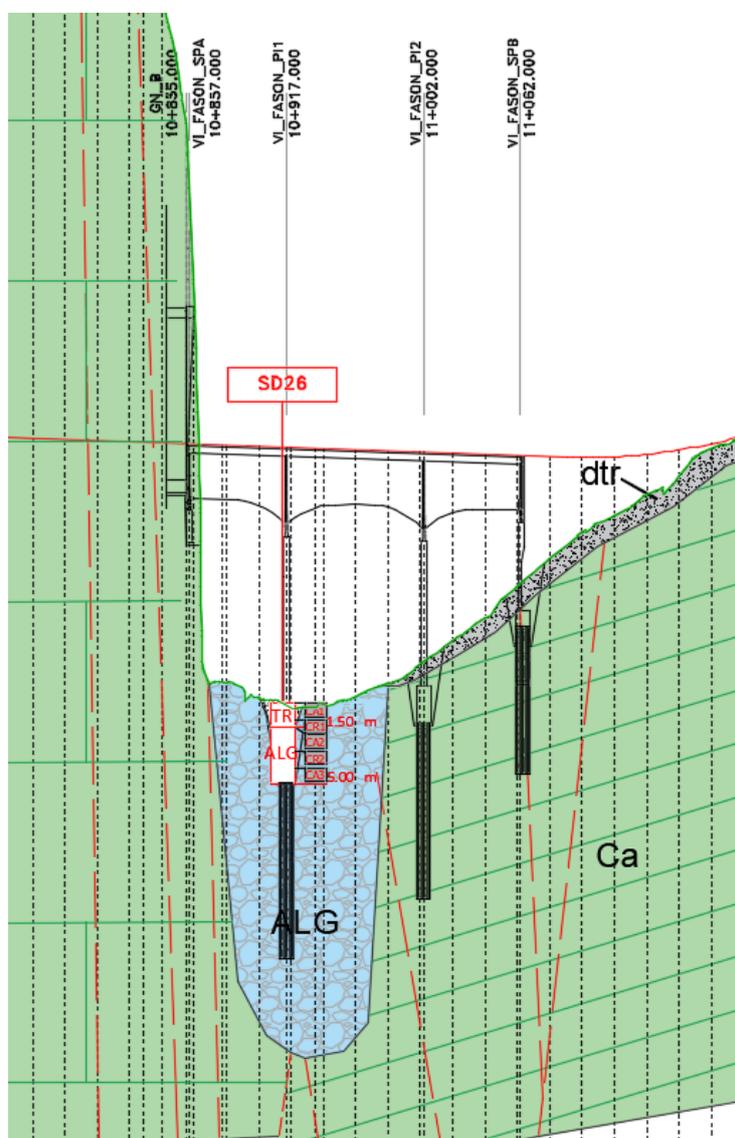


Figura 6.8: VI07 – schema fisico di riferimento

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Sono stati scelti dei micropali  $\Phi 300$  con lunghezze comprese tra i 11 e i 8 m ad esclusione della spalla A del viadotto, fondata con fondazioni dirette sull'ammasso roccioso. Sono stati considerati schemi di calcolo distinti per ogni pila considerando la presenza di terreni ALG nei primi metri e calcari Ca in profondità.

Si rimanda agli elaborati specialistici dell'opera per ulteriori informazioni. In particolare la relazione P00VI01STRRE07A e la tavola P00VI07STRFG01A.

## 6.2 Rilevati

---

Nel presente paragrafo si illustrano i rapporti che intercorrono tra i tratti stradali in rilevato e i terreni di fondazione.

La ricostruzione si è basata sui risultati delle campagne di indagini in sito ed è riportata in dettaglio nelle tavole T00GE00GETFG\_01A ÷ 07A del Profilo Geotecnico allegate al Progetto.

Sono state individuate alcune situazioni tipiche che sono state poste alla base delle successive valutazioni di carattere geotecnico in merito a eventuali interventi da porre in atto.

Gli schemi che illustrano i rapporti opere-terreni riportati più avanti sono da ritenersi puramente indicativi dal punto di vista geometrico in termini di dimensione delle opere, spessore dei terreni di fondazione, posizione della falda.

Dal momento che è prevista l'asportazione del terreno agrario e/o dei materiali di riporto presenti a partire dal piano limite, in tutti gli schemi si è omessa la presenza di questi termini.

In accordo con il profilo geotecnico riportato nelle tavole T00GE00GETFG\_01A ÷ 07A si sono analizzate tre differenti progressive, selezionate tra le condizioni più gravose per spessore degli strati del sottosuolo e altezza del rilevato:

❖                      Progressiva km 3+000 – Schema di calcolo A

Il rilevato è alto 7,5 m e poggia su uno strato uniforme di alluvioni a grana grossa ALG. La falda, non individuata alla progressiva di interesse, si valuta alla quota del piano campagna.

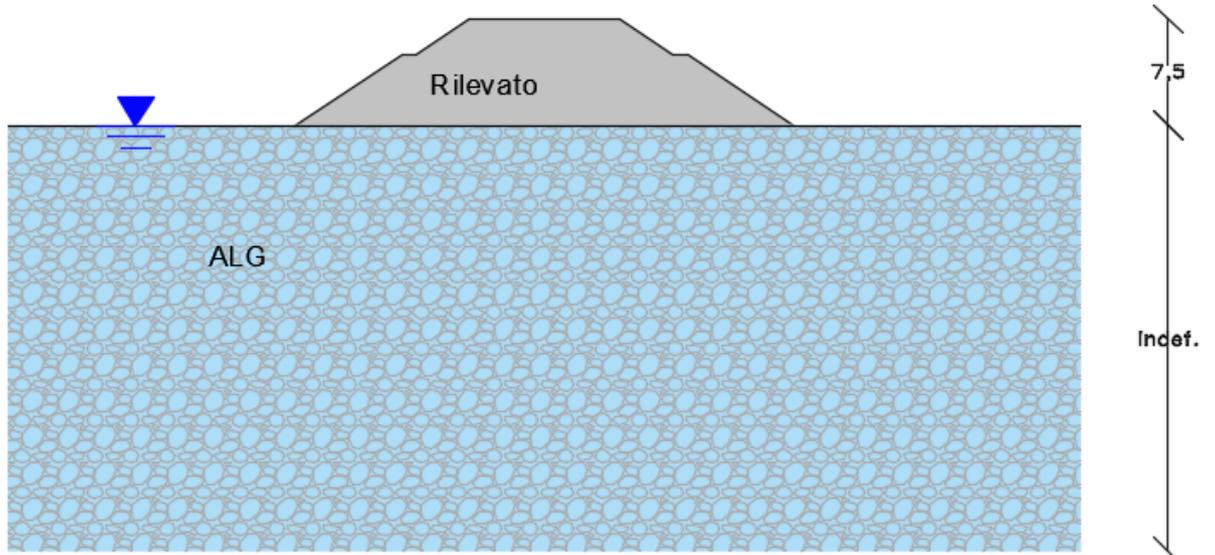


Figura 6.9: progressiva 3+000, schema di calcolo dei cedimenti

❖ Progressiva km 4+920 – Schema di calcolo B

Il rilevato è alto 10,0 m e poggia su uno strato uniforme di FLG. La falda viene individuata in corrispondenza del piano campagna.

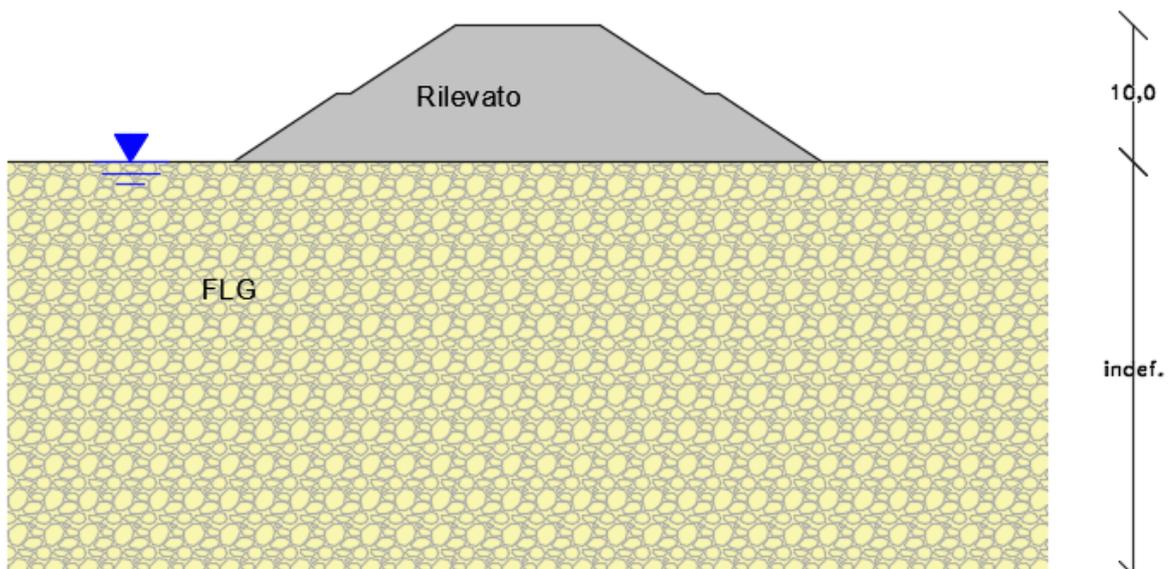


Figura 6.10: progressiva 4+920, schema di calcolo dei cedimenti

SS 51 "Alemagna"		 <b>Anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## 7 QUESTIONI GEOTECNICHE

Le principali questioni di carattere geotecnico connesse con la progettazione delle opere riguardano la scelta del tipo di fondazione delle pile e delle spalle dei viadotti, ponti e cavalcavia, del piano di posa dei tratti in rilevato e la tipologia di difese spondali.

In relazione alle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, ai rapporti tra questi ultimi e le opere ed ai carichi trasmessi dalle strutture, la scelta delle fondazioni delle pile e delle spalle dei viadotti ricade su fondazioni profonde, costituite da pali di c.a. di grande diametro ( $\phi$  1200 mm) ad esclusione del viadotto Fason e della spalla B del viadotto Malcom, dove vengono scelti pali di piccolo diametro in considerazione della presenza di terreni di fondazione rocciosi.

Per il dimensionamento delle strutture di fondazione si è fatto riferimento ai rapporti tra le opere e i terreni descritti in precedenza; inoltre sebbene alcuni sondaggi eseguiti per i viadotti siano stati spinti fino a profondità inferiori a quelle raggiunte dai pali di fondazione, non sono stati ravvisate particolari problematiche nella definizione del modello geologico-geotecnico nel contesto in esame, caratterizzato da buone caratteristiche di omogeneità.

I risultati dei calcoli strutturali e geotecnici, corredati da particolari costruttivi, sono riportati per ciascuna opera in specifici elaborati.

L'apertura degli scavi per raggiungere i piani di posa dei plinti di fondazione procederà con pendenza 1/1.

Per quanto riguarda i tratti in rilevato, si prevede lo scotico dei primi 20 cm di terreno a partire dal piano di campagna e l'asportazione di ulteriore strato di spessore variabile da 30 cm a 100 cm, quale bonifica (v. tabella che segue), al fine di garantire l'appoggio dei rilevati su terreni di idonee caratteristiche.

Progressiva [km]	Scotico [cm]	Bonifica [cm]
0+000-0+441	20	30
0+441-0+881	0	0
0+881-3+071	20	30
3+071-4+291	0	0
4+291-4+600	20	100
4+600-4+992	20	30
4+992-5+292	0	0
5+292-6+451	20	30
6+451-6+931	0	0
6+931-7+532	20	30
7+532-8+032	0	0
8+032-8+797	20	30
8+797-8+912	0	0
8+912-9+351	20	50

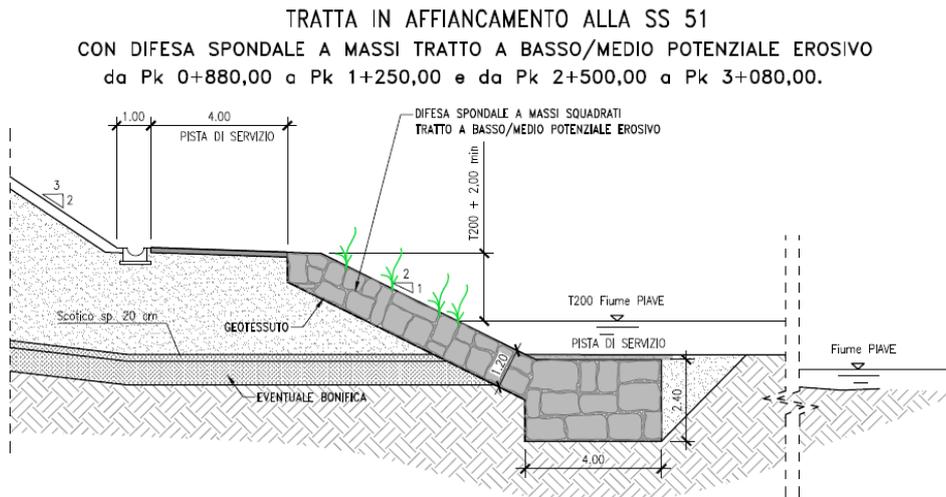
9+351-11+062	0	0
11+062-11+231	20	50

*Tabella 7-1: Spessori di scotico e bonifica*

Per quanto riguarda l'azione di trascinamento della corrente fluviale nei confronti del nuovo manufatto stradale che corrono a fianco dell'asta fluviale, nella Relazione Idraulica è stato effettuato il dimensionamento delle difese spondali.

Lungo i tratti compresi tra pk. 0+850-1+250 e pk 2+500-3+080 e pk tra 4+310 e pk 5+130 si prevede una scogliera con massi ciclopici avente spessore minimo di 1.2 m, (v. Figura 7.1). Al piede della scogliera si realizza un dente largo 4.0 m e profondo 2.4 m.

Sia la scogliera che il dente sono realizzati con massi ciclopici di II categoria (0.9 m<sup>3</sup>). Gli elementi lapidei, provenienti da cave poco distanti, dovranno avere assenza di piani di sfaldamento o altre discontinuità ed essere contraddistinti da colore e caratteristiche simili a quelle degli affioramenti presenti in zona.



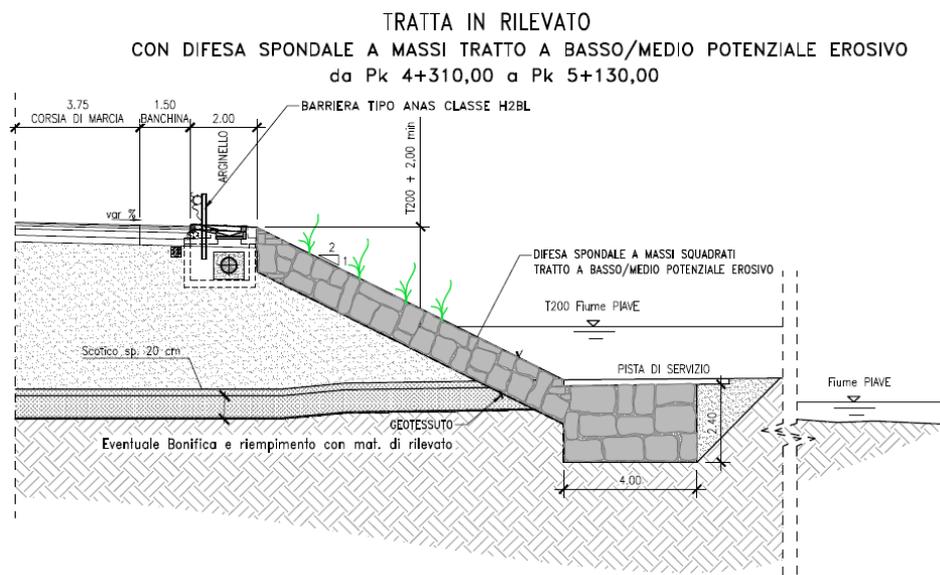


Figura 7.1: Sezioni con protezione di sponda e piede con massi ciclopici.

Tra pk. 1+250 e pk. 2+500, dove l'azione erosiva del corso d'acqua è particolarmente elevata, la scogliera avrà uno spessore minimo di 1,5 m. Inoltre, si prevede l'esecuzione di colonne di jet grouting al piede della scogliera (vedi Figura 7.2). Le colonne avranno diametro pari a 1.4 m e profondità pari a 10 m e saranno poste ad interasse di 1.2 m. Le colonne saranno armate con tubi  $\Phi 114.3$  mm e sp 10 mm in acciaio S355JR o superiore. In testa si eseguirà un rivestimento con massi squadrati.

TRATTA IN AFFIANCAMENTO ALLA SS 51  
 CON DIFESA SPONDALE A MASSI CON TAGLIONE AL PIEDE IN JET GROUTING  
 TRATTO AD ELEVATO POTENZIALE EROSIONE da Pk 1+250,00 a Pk 2+500,00

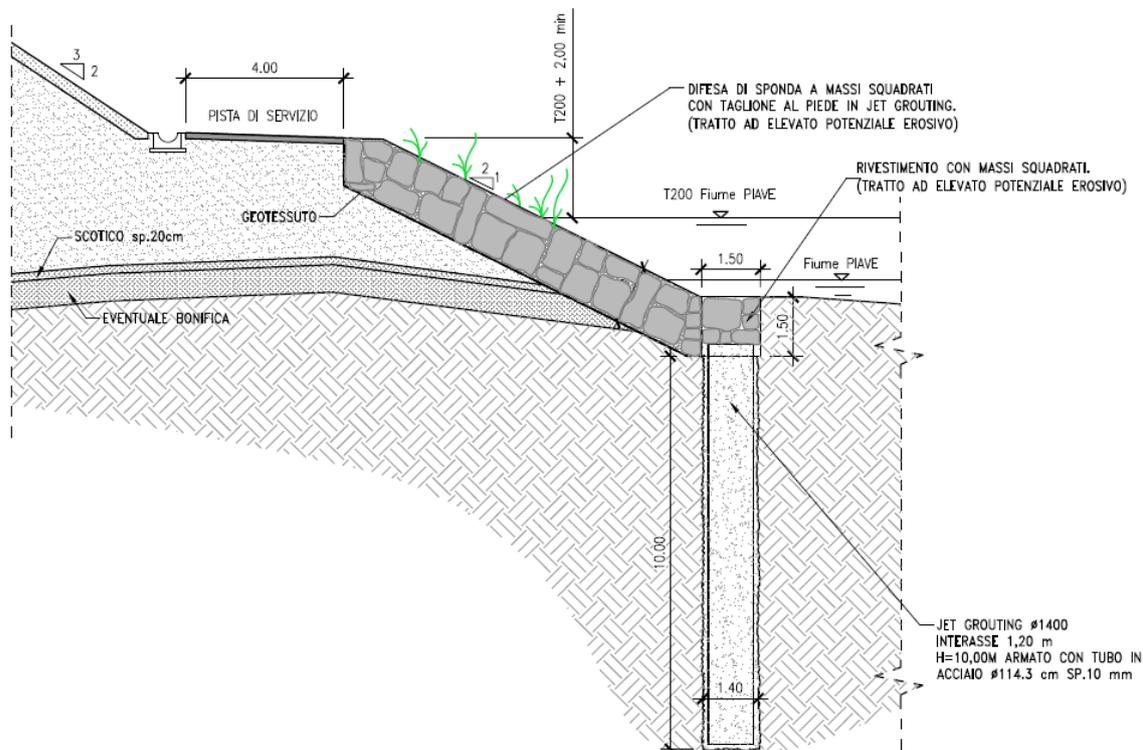


Figura 7.2: Sezioni protezione di sponda con massi ciclopici e piede con jet grouting

La profondità d'imposta delle difese del rilevato è intimamente correlata ai fenomeni erosivi che si instaurano lungo il corso d'acqua ad alveo mobile, siano essi erosioni generalizzate del fondo, o macro-forme di fondo tipiche degli alvei alluvionali caratterizzati dalla presenza di trasporto solido. Pertanto, al fine di scongiurare il collasso delle opere, il piano d'imposta della difesa spondale è stato posizionato a profondità maggiore rispetto alla massima profondità di escavazione generata dalla dinamica d'alveo. Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Idraulica.

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## 8 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle verifiche dei cedimenti dei rilevati in condizioni di esercizio (SLE), dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e delle opere.

Le verifiche dei cedimenti sono finalizzate a valutare l'entità del cedimento totale del nuovo rilevato a fine costruzione e a lungo termine.

I calcoli esposti più avanti mostrano come, anche in assenza di provvedimenti specifici, a causa della natura dei terreni, l'evoluzione dei cedimenti nel tempo sarebbe tale da garantire la funzionalità delle opere.

### 8.1 Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Come mostra il Profilo Geotecnico, i rilevati poggiano su terreni ALG e FLG, che a loro volta ricoprono terreni di natura lapidea.

Dall'esame delle proprietà geotecniche desunte dalle prove in sito e di laboratorio si sono evidenziati i seguenti parametri utili per il calcolo dei cedimenti.

Terreno	Geometria rilevato	N <sub>30</sub> (min-med)
ALG	Cap. 6.2	20-45
FLG	Cap. 6.2	23-60

Tabella 8-1: Caratteristiche dei terreni di fondazione

Per i terreni a grana grossa il calcolo dei cedimenti è stato effettuato secondo la formula sperimentale di Burland & Burbridge.

I tratti di rilevato presi in esame risultano essere i tratti più critici, ovvero caratterizzati dalle condizioni di maggiore altezza del rilevato e spessori di strati comprimibili maggiori.

### 8.2 Calcolo dei cedimenti in terreni a grana grossa

Dal punto di vista teorico si può schematizzare il cedimento di un deposito non coesivo uniforme sottoposto all'azione di un carico di dimensioni finite secondo la formula di Burland & Barbridge, 1985. Tale formula permette di calcolare il cedimento medio immediato  $S_i$  come segue:

$$S_i = f_s \cdot f_l \cdot f_t \cdot B^{0,7} \cdot I_c \left( q' - \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{v0} \right)$$

Con

- $q'$  l'incremento di carico dovuto alla costruzione del rilevato in kPa;
- $B$  larghezza della fondazione in m;
- $I_c$  indice di compressibilità;
- $f_l$  fattore di spessore;
- $f_t$  fattore di tempo;
- $f_s$  fattore di forma.

Tali valori si ricavano come segue:

$$I_c = \frac{1,706}{N^{1,4}}$$

$$f_s = \left( \frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)^2$$

$$f_l = \frac{H_s}{Z_l} \left( 2 - \frac{H_s}{Z_l} \right)$$

$$f_t = 1 + R_3 + R_t \cdot \log \left( \frac{V_N}{3} \right)$$

con:

- $H_s$  altezza di drenaggio;
- $Z_l = B^{0,763}$ ;
- $N$  è pari a  $1,25 N_{30,medio}$ ;
- $R_3$  pari a 0,3 (per carichi fissi) o 0,7 (per carichi ciclici o dinamici);
- $R_t$  pari a 0,2 (per carichi fissi) o 0,8 (per carichi ciclici o dinamici);
- $V_N$  vita nominale dell'opera in anni.

A vantaggio di sicurezza si considererà un rilevato di area maggiore non considerando lo scarico indotto dalle berme, considerando uno schema così costruito:

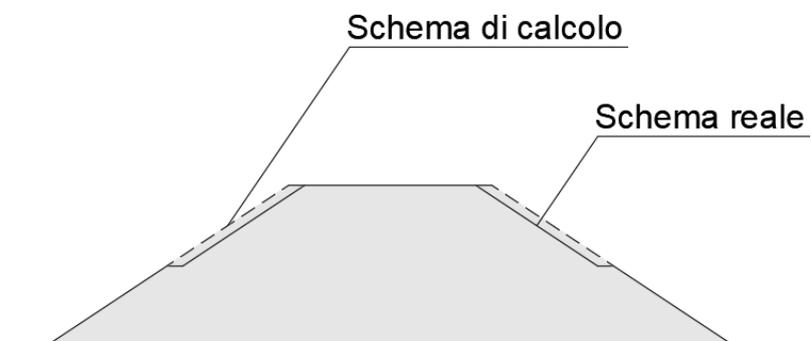


Figura 8.1: schema di calcolo

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione Geotecnica</i>	

## 8.4 Risultati dei calcoli

Sulla base delle formule esposte precedentemente si verifica separatamente il cedimento nelle due configurazioni di calcolo.

### Schema di calcolo A

La valutazione dei cedimenti viene svolta in corrispondenza della sezione al km 3+000, calcolata nel rispetto dei parametri riportati nella tabella riassuntiva al paragrafo 5.4 per alluvioni a grana grossa ALG.

Applicando la formulazione di Burland & Burbridge per terreni a grana grossa e considerando il valore minimo di  $N_{SPT}$  si ottiene un cedimento immediato di 5,2 cm ed un cedimento totale di 6,5 cm.

Tale cedimento totale risulta invece pari a 2,1 cm considerando il valore medio di  $N_{SPT}$ .

Tale cedimento risulta congruente con i terreni considerati nell'opera e accettabile poiché entro i limiti imposti da capitolato, inoltre si conferma la compatibilità dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati con la funzionalità di manufatti/edifici esistenti

### Schema di calcolo B

La valutazione dei cedimenti viene svolta in corrispondenza della sezione al km 4+920, calcolata nel rispetto dei parametri riportati nella tabella riassuntiva al paragrafo 5.4 per alluvioni fluvio-glaciali FLG.

Applicando la formulazione di Burland & Burbridge per terreni a grana grossa e considerando il valore minimo di  $N_{SPT}$  si ottiene un cedimento immediato di 3,4 cm ed un cedimento totale di 4,1 cm.

Tale cedimento totale risulta invece pari a 1,1 cm considerando il valore medio di  $N_{SPT}$ .

Tale cedimento risulta congruente con i terreni considerati nell'opera e accettabile poiché entro i limiti imposti da capitolato, inoltre si conferma la compatibilità dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati con la funzionalità di manufatti/edifici esistenti

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione Geotecnica</i>	

## 9 MONITORAGGIO GEOTECNICO EDIFICI ESISTENTI

---

La pianificazione di un programma di monitoraggio in sede di Progetto Definitivo risponde alla specifica richiesta della progettazione di opere geotecniche secondo i criteri del Metodo Osservazionale, dove devono essere sviluppati sistemi che consentano di adottare tempestivamente le soluzioni alternative proposte nel caso in cui i limiti definiti siano raggiunti.

La strumentazione topografica prevista per il monitoraggio in corso d'opera è tale da consentire l'acquisizione dei parametri significativi per l'eventuale attivazione di procedure di gestione del progetto (fasi esecutive, modalità di avanzamento) mirate ad evitare il manifestarsi di situazioni di pericolo.

Il monitoraggio in fase di esercizio si baserà su analoga strumentazione topografica ma necessariamente su sistemi centralizzati di acquisizione dati, posizioni remote, quadri sinottici riepilogativi dell'intero sistema e di sue parti, piuttosto che su sistemi di lettura o acquisizione manuale.

Nel monitoraggio in corso d'opera e in esercizio, la cadenza di esecuzione delle misure sarà differente, in generale più fitta in corrispondenza delle fasi costruttive e con obiettivi più a lungo termine per quanto riguarda il monitoraggio in fase di esercizio.

I risultati dei cedimenti dei rilevati riportati nei paragrafi precedenti, mostrano valori massimi dell'ordine di 5-6 cm e residui di 1-2 cm; in tali condizioni **l'influenza sugli edifici esistenti adiacenti all'opera risultano trascurabili.**

Purtuttavia, allo scopo di evidenziare in tempo eventuali situazioni impreviste, si prevede in fase realizzativa dei rilevati un monitoraggio di quegli edifici ubicati in una distanza media dell'ordine di 20 m.

In particolare, il piano di monitoraggio consiste nell'installazione di strumentazione atta allo scopo di acquisire gli elementi necessari all'interpretazione degli effetti sugli edifici durante le operazioni di realizzazione delle opere in oggetto.

Per l'esecuzione di tali rilievi saranno impiegati i seguenti strumenti:

- 1) mire topografiche installate sulle pareti di edifici;
- 2) fessurimetri meccanici, disposti all'interno di edifici "a cavallo" delle fessure più importanti, qualora dovessero essere presenti manufatti interessati da quadri fessurativi e/o manifestarsi di fessurazioni.

Le letture alla strumentazione saranno effettuate a partire da una altezza di rilevato pari al 20% del totale fino alla sua completa esecuzione secondo le seguenti modalità:

- lettura iniziale (di zero) eseguita dopo l'installazione della strumentazione;
- 1 lettura ogni due giorni quando il fronte di scavo dista 30 m dalla sezione strumentata;
- 1 lettura ogni giorno quando il fronte di scavo dista 10 m dalla sezione strumentata;
- 1 lettura al mese nei due mesi successivi alle lavorazioni.

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b><i>Relazione Geotecnica</i></b>	

Successivamente potranno essere eseguite altre misure distribuite nel tempo.

Le misure saranno elaborate in grafici e tabelle che illustrano l'andamento del cedimento verticale in funzione del tempo degli edifici prossimi al tracciato.

La strumentazione posta in opera dovrà avere alcuni requisiti funzionali che andranno verificati, certificati e documentati anche quando l'evoluzione tecnologica metterà a disposizione materiali più sofisticati e dispositivi più perfezionati:

- ✓ Campo di misura o fondo scala ("range");
- ✓ Massimo campo di misura sopportato dello strumento ("over range");
- ✓ Ripetitività delle misure;
- ✓ Precisione;
- ✓ Sensibilità;
- ✓ Durabilità e/o affidabilità.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

## 10 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale hanno riguardato i tratti in rilevato e in trincea e gli scavi provvisionali per raggiungere il piano di posa dei plinti dei viadotti. Sono state condotte altresì analisi di stabilità nei confronti dei tratti in rilevato dello svincolo SV01 sulle sezioni ritenute più significative:

- CP\_DX, sez. n.22, pk 0+500;
- CP\_SX, sez. N.08, pk 0+180.

### 10.1 Parametri di calcolo

Le verifiche di stabilità globale dei tratti in rilevato e trincea sono state eseguite secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del D.M. 17.01.2018.

Per gli scavi provvisionali si è tenuto conto della combinazione A1+M1+R3.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 10-1: Coefficienti parziali per le azioni (Tabella 6.2.I - D.M. 17/01/2018)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_T$	1,0	1,0

Tabella 10-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II - D.M. 17/01/2018)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Coefficiente	<b>R2</b>
$\gamma_R$	1.1

Tabella 10-3: Coefficiente parziale di resistenza  $\gamma R2$  (Tabella 6.8.1 - D.M. 17/01/2018)

## 10.2 Azione sismica

Le verifiche dei tratti in rilevato e trincea sono state eseguite sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche.

L'effetto sismico è stato simulato con il metodo pseudo-statico, in cui gli effetti di un evento sismico in un pendio sono rappresentati da un'azione statica equivalente.

L'analisi consiste nel valutare il coefficiente di sicurezza introducendo le componenti orizzontale e verticale del coefficiente sismico equivalente: la componente orizzontale è generalmente scelta come aliquota della componente orizzontale della massima accelerazione sismica attesa in sito, mentre la componente verticale è invece assunta pari a una frazione di quella orizzontale.

In accordo al D.M. 17.01.2018, le forze di inerzia dovute all'azione sismica sono state calcolate con le seguenti espressioni:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

dove:

- $F_h$  ed  $F_v$  sono, rispettivamente, la risultante verticale ed orizzontale delle forze di inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile;
- $W$  è il peso della massa stessa;
- $k_h$  e  $k_v$  sono i coefficienti sismici orizzontale e verticale.

$$k_h = \beta_s \times (a_{max}/g)$$

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

con  $a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito,  $g$  accelerazione di gravità e  $\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (v. tabella sotto).

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_p(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_p(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_p(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

**Coeff. di riduzione  $\beta_s$  per verifiche di Stabilità Globale**

I terreni di fondazione delle opere prese in esame ricadono tutti nella Categoria di suolo B e C. Entrambi le categorie sono caratterizzate dal medesimo coefficiente di riduzione  $\beta_s$ .

SS 51 "Alemagna"		 <b>anas</b> <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
<b>VE407</b>	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Considerando per la tipologia di opera in oggetto una classe d'uso IV - *Opere Strategiche*, una *Vita nominale*  $V_N$  pari a 100 *anni* e con riferimento allo Stato Limite di Vita (S.L.V.), risulta, per categoria di sottosuolo C:

$$k_h = 0,111; \quad k_v = 0,055.$$

### 10.3 Codice di calcolo

Le verifiche di stabilità sono state sviluppate utilizzando il codice di calcolo *SLOPE/W* della *Geo-Slope International Ltd* e facendo ricorso al metodo di Morgenstern-Price.

Il programma svolge l'analisi all'equilibrio limite esaminando, per varie superfici di scorrimento, il relativo coefficiente di sicurezza e individuando quella critica, cioè quella con il fattore di sicurezza minore.

All'interno del programma sono implementati diversi metodi per definire le superfici di scivolamento. Nel caso in esame, le analisi sono state eseguite attraverso la modalità chiamata "Grid and radius", in cui vengono fissati dall'operatore il raggio della superficie critica e l'area dove si può trovare il centro della stessa.

### 10.4 Caratteristiche geotecniche dei terreni

Per l'esecuzione delle verifiche sono stati utilizzati i parametri geotecnici derivanti dai risultati delle indagini (v. paragrafo 5.4), che si riassumono nel seguito:

#### **Alluvioni a grana grossa ALG**

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3; c' = 0 \text{ kPa}; \varphi' = 32^\circ.$$

#### **Alluvioni fluvio-glaciali FLG**

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3; c' = 5 \text{ kPa}; \varphi' = 36^\circ.$$

I materiali che costituiscono il rilevato sono stati caratterizzati con i seguenti valori, desunti da sperimentazioni effettuate per altri lavori stradali su campioni di cava (classificazione HRB A1a, A1b, A2-4, A2-5) costipati con tecnica AASHTO Standard:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3; c' = 0 \text{ kPa}; \varphi' = 35^\circ.$$

Applicando i coefficienti parziali ai parametri geotecnici dei terreni dei materiali, si ottengono i seguenti valori di coesione e angolo d'attrito

**ALG**  $c' = 0 \text{ kPa}; \varphi' = 26^\circ.$

**FLG**  $c' = 4 \text{ kPa}; \varphi' = 30^\circ.$

**Rilevato stradale**  $c' = 0 \text{ kPa}; \varphi' = 29^\circ.$

## 10.5 Risultati delle verifiche

### 10.5.1 Rilevati

Al fine di verificare la stabilità dei rilevati è stata analizzata la condizione più gravosa di rilevato di altezza massima (pari a 10,0 m) su terreno FLG. Viene ipotizzata una pendenza 2:3 con berme di 1 m al raggiungimento dei 5 m di altezza del rilevato.

Nella tabella seguente si riportano i valori del coefficiente di sicurezza minimo  $F_{min}$

Sezione di Calcolo	$F_{min}$ statico	$F_{min}$ sismico
Rilevato di altezza massima	1,40	1,11

Tabella 10-4: Fattore di sicurezza minimo del rilevato di massima altezza

Si osserva che  $F_{min}$  risulta sempre maggiore del valore minimo stabilito dalla Normativa, pari a 1,1. Nelle figure che seguono si riporta la traccia della superficie di scorrimento per la quale si è ottenuto il coefficiente di sicurezza minimo.

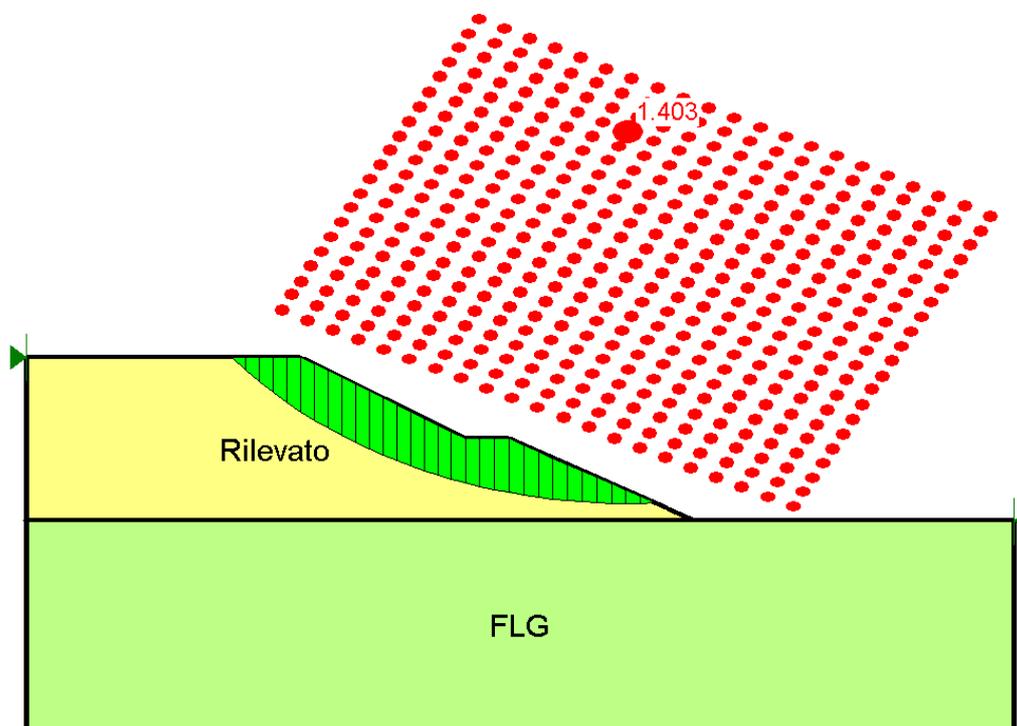


Figura 10.1: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica

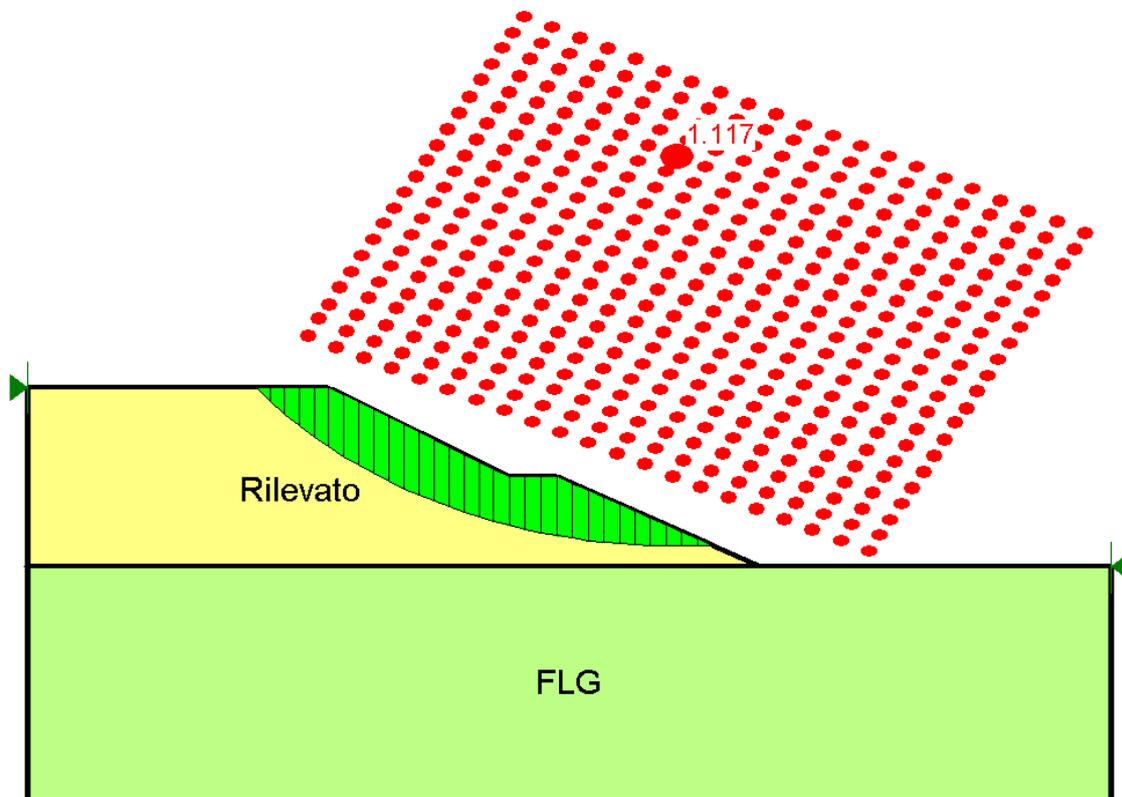


Figura 10.2: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica

### 10.5.2 Scavi provvisionali

La condizione più critica nello scavo provvisoriale si presenta in corrispondenza della spalla B del viadotto Malcom, ove si raggiunge una profondità massima di scavo di 10 m. Gli scavi sono aperti con pendenza 1:1 e berme di 1 m al raggiungimento dei 5 m di altezza.

Lo scavo interesserà alluvioni FLG.

Viene analizzata unicamente la condizione statica a causa della provvisorialità dello scavo stesso. Nella tabella e nella figura successiva si riportano il valore del coefficiente di sicurezza  $F_{min}$  e la superficie critica.

A vantaggio di sicurezza si considera il profilo del terreno in testa allo scavo orizzontale.

Sezione di Calcolo	$F_{min}$
	Condizione statica
Spalla B viadotto VI03	1,17

Tabella 10-5: Scavo provvisoriale – fattore di sicurezza

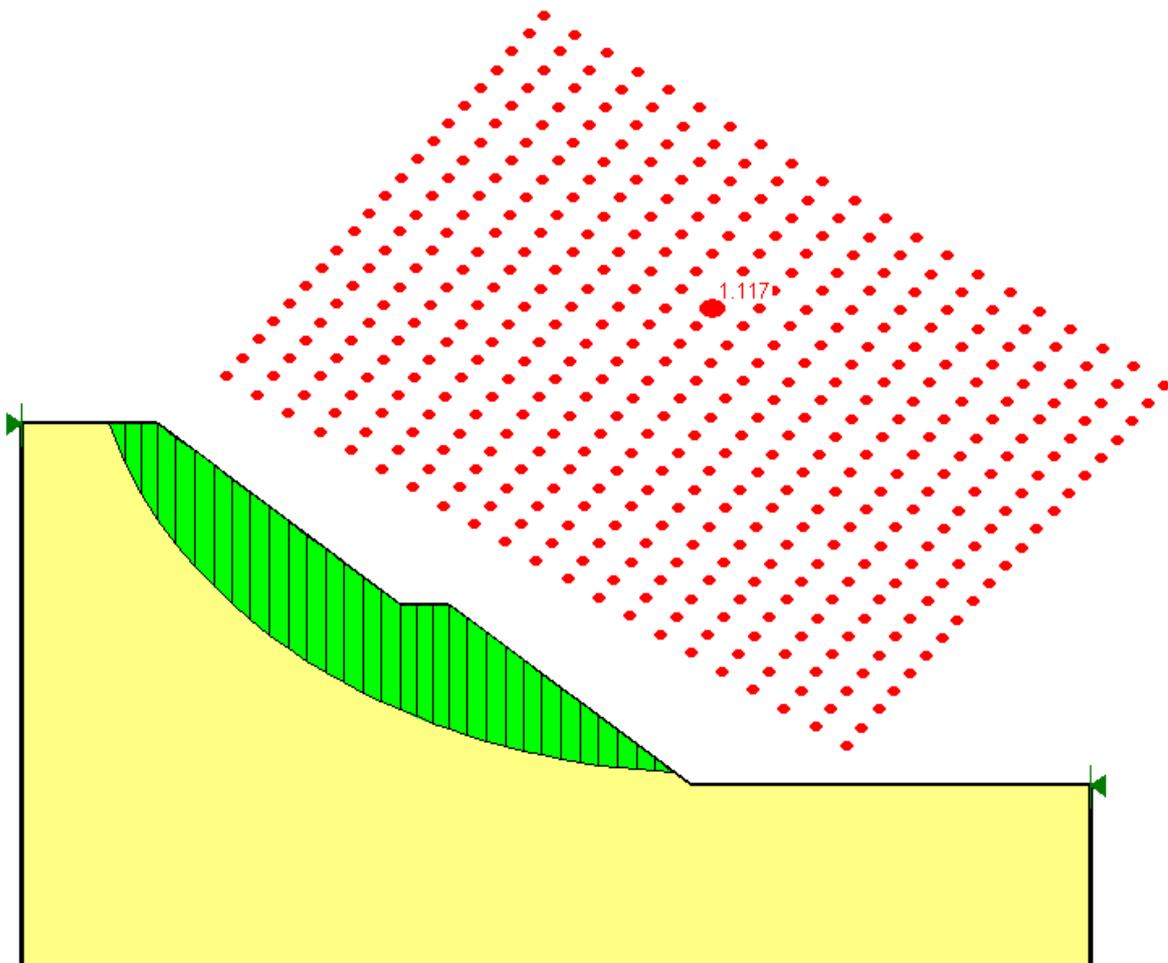


Figura 10.3: Verifica di stabilità a breve termine viadotto Malcom spalla B – Superficie di scorrimento critica

### 10.5.3 Rilevati svincolo SV01

Al fine di verificare la stabilità dei rilevati in corrispondenza del tratto di svincolo SV01 è stata analizzata la condizione più gravosa, ovvero prendendo in considerazione le sezioni CP\_DX\_22\_0+500 e CP\_SX\_08\_0+180.

Nella tabella seguente si riportano i valori del coefficiente di sicurezza minimo  $F_{min}$

Sezione di Calcolo	$F_{min}$ statico	$F_{min}$ sismico
Rilevato di altezza massima a DX – Sez. 22 0+500	1,551	1,156
Rilevato di altezza massima a SX – Sez. 08 0+180	1,61	1,16

Tabella 10-6: Fattore di sicurezza minimo del rilevato di massima altezza

SS 51 "Alemagna"		 <b>an</b> as GRUPPO FS ITALIANE
Variante di Longarone		
VE407	<b>Relazione Geotecnica</b>	

Si osserva che  $F_{min}$  risulta sempre maggiore del valore minimo stabilito dalla Normativa, pari a 1,1. Nelle figure che seguono si riportano le superfici critiche a rottura relativamente ai risultati presenti in Tabella 10-6.

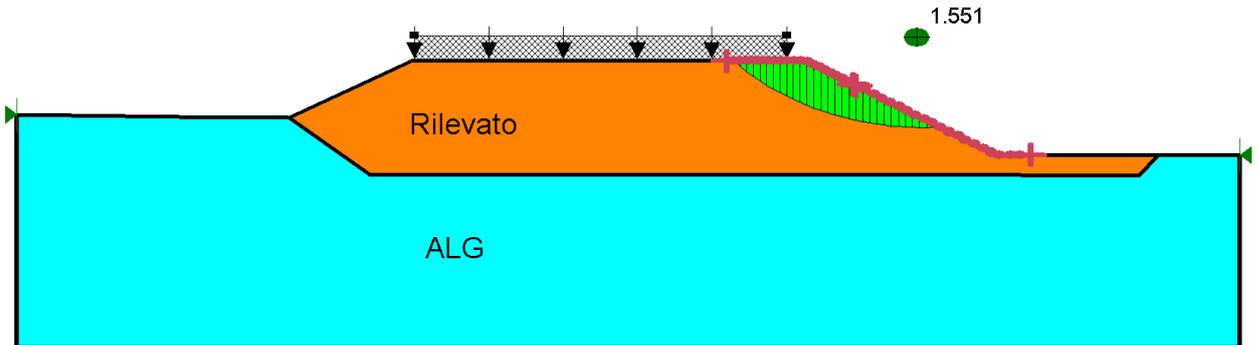


Figura 10.4: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica

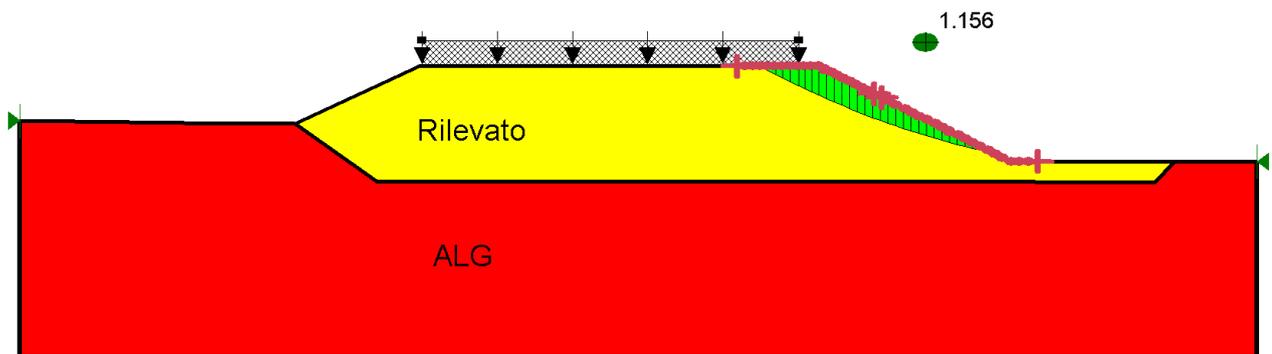


Figura 10.5: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica

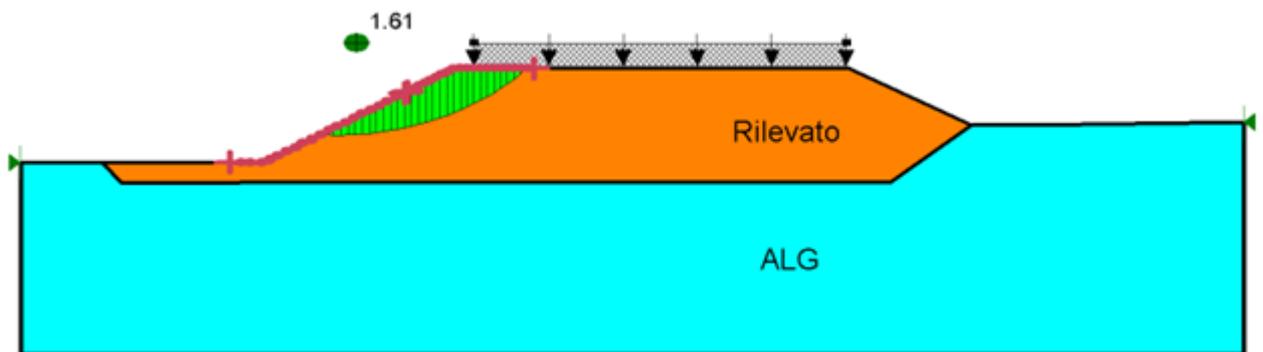
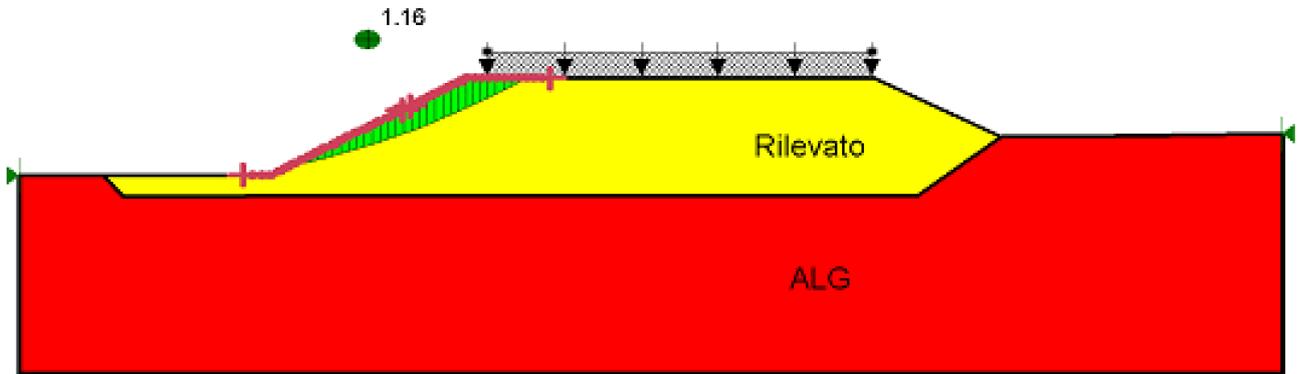


Figura 10.6: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica



*Figura 10.7: Rilevato di altezza massima - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica*