

S.S. n.626 della "Valle del Salso"

Lotti 7° e 8° e completamento della Tangenziale di Gela

Itinerario Gela – Agrigento – Castelvetro

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. PA83

**PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

**PROGETTISTA:**

Responsabile Integrazioni specialistiche Dott. Ing. Giovanni Piazza  
 Responsabile Tracciato stradale Dott. Ing. Massimo Capasso  
 Responsabile Strutture Dott. Ing. Giovanni Piazza  
 Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti Dott. Ing. Sergio Di Maio  
 Responsabile Ambiente e SIA Dott. Ing. Francesco Ventura

**GEOLOGO:**

Geol. Enrico Curcuruto

**COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Sergio Di Maio

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Ing. Maria Coppola

**GRUPPO DI PROGETTAZIONE**



**GEOLOGIA E GEOTECNICA**

**RELAZIONE GEOTECNICA**



CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	PA83_T00GE00GETRE01_B				
DPPA0083	D 19	CODICE ELAB. T00GE00GETRE01			B	
D						
C						
B	REVISIONE PER ADEMPIMENTO C S L L P P	MARZO 2021	V.TURANO	V.CANZONERI	G.PIAZZA	
A	EMISSIONE	FEB.2020	V.CANZONERI	V.CANZONERI	G.PIAZZA	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

## **INDICE**

1	PREMESSA .....	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	6
3	CENNO GEOLOGICO.....	8
4	INDAGINI GEOTECNICHE .....	11
4.1	Campagna di indagini 1971.....	11
4.2	Campagna di indagini 1989.....	12
4.3	Campagna di indagini 2006.....	12
4.4	Campagna di indagini 2015.....	12
4.5	Campagna di indagini 2019:.....	13
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	17
5.1	Terreni di copertura – Depositi alluvionali recenti.....	20
5.1.1	Terreno agrario o vegetale – Materiali di riporto – TA.....	20
5.1.2	Coltre colluviale – COL.....	20
5.1.3	Alluvioni a grana fina, Alluvioni terrazzate – ALF .....	21
5.1.4	Alluvioni a grana grossa – ALG.....	29
5.1.5	Limo organico – LO.....	31
5.1.6	Argille plioceniche – Aa,A.....	34
5.1.7	Trubi – T.....	42
5.2	Falda.....	45
5.3	Caratterizzazione fisico – meccanica dei terreni.....	46
5.3.1	Parametri fisico–meccanici – Tratto I – Da Progressiva 0+000 m a Progressiva 5+500 m.....	48
5.3.2	Parametri fisico–meccanici – Tratto II – Da Progressiva 5+500 m a Progressiva 7+300 m.....	48
5.3.3	Parametri fisico–meccanici – Tratto II – Da Progressiva 7+300 m a Progressiva 15+822 m.....	50
5.4	Caratterizzazione sismica dei terreni.....	51

6	RAPPORTI OPERE – TERRENI.....	53
6.1	Viadotti.....	54
6.1.1	Viadotto Burgio.....	54
6.1.2	Viadotto Comunelli.....	57
6.1.3	Viadotto Pr 1+700.....	58
6.1.4	Viadotto Poggio Vipera.....	61
6.1.5	Roccazzelle.....	63
6.1.6	Viadotto Pr 8+600.....	65
6.1.7	Viadotto Ferrovia – Gattano.....	66
6.1.8	Viadotto su SP8.....	67
6.1.9	Viadotto su SP81.....	69
6.1.10	Ponte Solera.....	72
6.1.11	Viadotto su SS117bis.....	74
6.2	Rilevati.....	75
6.2.1	Tratto I da Progressiva 0+000 a Progressiva 5+500 – Tratto III da Progressiva 7+300 a Progressiva 15+722.....	76
6.2.2	Tratto II da Progressiva 5+500 a Progressiva 7+300.....	77
6.3	Galleria Poggio Vipera.....	78
6.4	Tratti in trincea tra paratie di sostegno.....	79
6.4.1	Opera PA01.....	80
6.4.2	Opere PA02 – PA03.....	80
6.4.3	Opere PA04 – PA05.....	81
7	QUESTIONI GEOTECNICHE.....	83
8	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI.....	87
8.1	Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.....	88
8.2	Calcolo dei cedimenti.....	90
8.3	Risultati dei calcoli.....	95
8.4	Verifica dei risultati tramite software di calcolo.....	101
8.4.1	Modello senza dreni.....	102
8.4.2	Modello con dreni.....	105
8.5	Piano di monitoraggio dei cedimenti.....	107
8.6	Verifica della geogriglia.....	108

9	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	110
9.1	Caratteristiche geotecniche dei terreni.....	115
9.2	Codice di calcolo .....	116
9.3	Risultati delle verifiche.....	116

APPENDICE A: Colonne stratigrafiche dei sondaggi

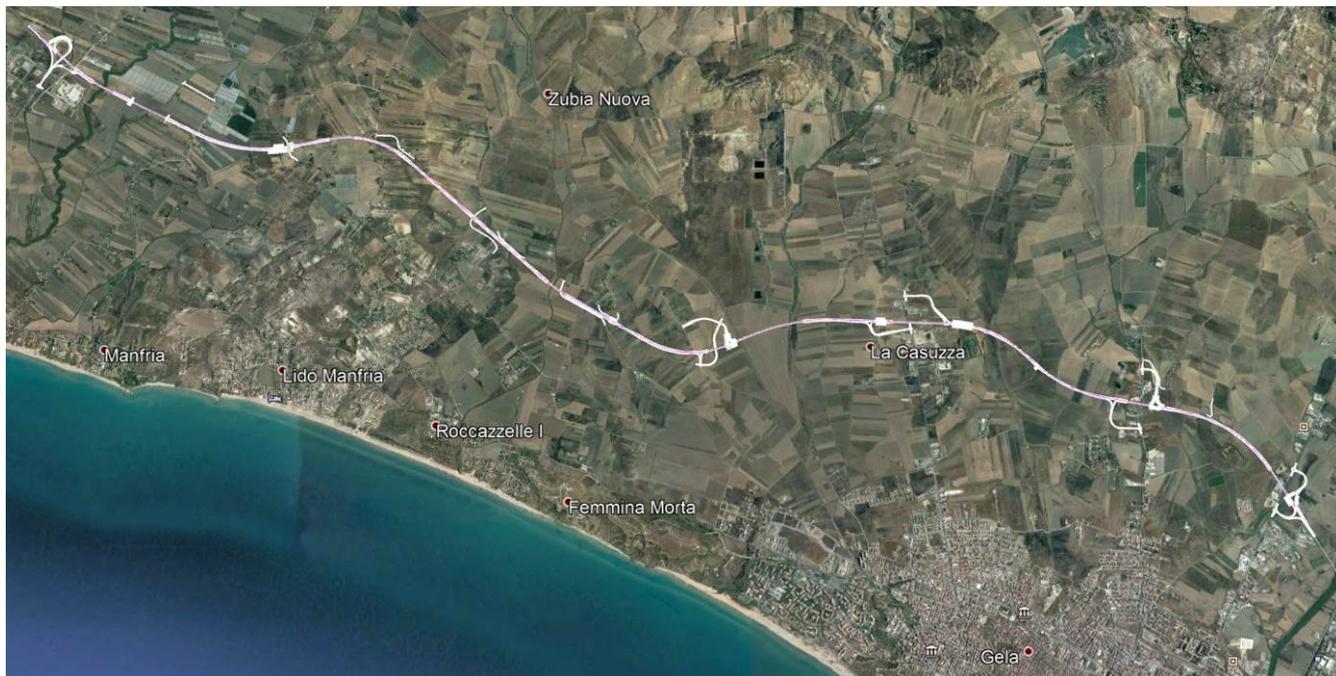
## 1 PREMESSA

---

La presente relazione geotecnica è stata redatta nell’ambito del progetto definitivo dei lavori per la realizzazione del collegamento tra la S.S.626 in corrispondenza dello svincolo di Butera e la S.S.117bis in prossimità della tangenziale di Gela realizzata dall’ASI di Gela.

L’intervento ricade nei Comuni di Butera e Gela. L’infrastruttura rappresenta un’opera strategica per la Sicilia meridionale tra le province di Agrigento, Caltanissetta e Ragusa, poiché si inserisce nel nodo stradale costituito dalla S.S.117bis e la S.S.626 Caltanissetta–Gela, recentemente ammodernata.

Il tracciato si sviluppa per circa 15 km a Nord della SS 115, attraversa la piana di Gela con una successione di rettifili e curve, si allaccia ad Ovest alla S.S. 626 in corrispondenza dell’ultimo tratto realizzato e termina poco prima dell’intersezione con la S.S.117bis. Altimetricamente il tracciato prevede ampi tratti su rilevato che consentono la realizzazione delle opere di attraversamento idraulico ed una opportuna sopraelevazione del corpo stradale dalla piana alluvionale. I tratti in rilevato sono intervallati da viadotti per il superamento delle incisioni più importanti. Tra le opere principali si segnalano dieci viadotti, una galleria artificiale e sottopassi. Sono anche previsti svincoli in corrispondenza delle viabilità principali.



*Ubicazione dell'area di intervento*

Lo studio geotecnico sviluppato nell'ambito del progetto definitivo, sul quale si riferisce con la presente relazione, ha compreso la programmazione delle indagini (in sito ed in laboratorio); l'elaborazione critica dei dati sperimentali; la caratterizzazione geotecnica dei terreni; la definizione dei rapporti opere-terreni; la ricerca, sotto il profilo geotecnico, delle soluzioni più idonee per la progettazione delle fondazioni delle opere d'arte, per l'esecuzione dei tratti in galleria, scavo e trincea; l'esecuzione di calcoli geotecnici di verifica.

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

---

- 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

S.S. 626 della “Valle del Salso” Lotti 7° e 8° completamento della Tangenziale di Gela		
PA83	<i>Relazione Geotecnica</i>	

le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

### 3 CENNO GEOLOGICO

---

L'area in studio ricade all'interno della Falda di Gela, costituita da unità tettoniche embriciate di spessore variabile, formate da terreni di età Oligocene–Pleistocene inferiore.

All'interno delle unità tettoniche le successioni sedimentarie si presentano intensamente deformate ad opera di faglie e pieghe orientate prevalentemente secondo direzioni NO–SE.

Nella successione stratigrafica dell'area si possono riconoscere, dal basso verso l'alto, le seguenti unità litologiche:

- **Formazione Licata** (Tortoniano superiore–Messiniano inferiore), costituita da argille marnose grigio–azzurre stratificate. Nell'area è affiorante il Membro laminatico di Gibliscemi, costituito da alternanze cicliche di marne grigio chiare e laminiti rossastre ricoperte da croste manganesifere.
- **Gruppo Gessoso–Solfifero** (Messiniano). Successione di sedimenti prevalentemente evaporitici, stratigraficamente compresi tra le argille e i conglomerati del Tortoniano e i Trubi del Pliocene inferiore. In particolare nell'area affiorano:
  - Em.Tripoli. Si tratta di diatomiti e marne bianche, tenere, terrose, leggere, contenenti una ricca ittiofauna fossile e sottilmente laminate. Lo spessore nell'area varia da 10 m a 30 m. L'età è Messiniano.
  - Em. Calcarea di base. Costituito da calcari bianchi e grigio chiaro, vacuolari e massivi o stratificati in grossi banchi di 1–2 m di spessore. Fra i diversi banchi sono intercalate marne grigie o variamente colorate ed anche

tripolacee. Nell'area lo spessore varia da 10 m a 60 m. L'età è Messiniano.

- Gessi del II ciclo/Gessi di Pasquasia. Si tratta di alternanze di gessi selenitici e balatini con intervalli di argille, inglobanti grossi blocchi gessosi e numerosi frammenti di cristalli di gesso. Nell'area lo spessore varia da 10 m a 60 m. L'età è Messiniano.
- **Fm.Trubi** (Pliocene inferiore). Costituita da una marna calcarea ed argillosa bianco-crema, con abbondanti foraminiferi planctonici. Più rari sono gli strati compatti bianco-crema di calcare grossolano quasi puro, sempre con abbondanti planctonici. In tutta la formazione si ha il passaggio ciclico da calcari marnosi a marne argillose con tenori di carbonati variabili da 30% a 80%. Lo spessore nell'area varia da 10 m a oltre 120 m. L'età è Pliocene inferiore.
- **Formazione Monte Narbone** (Pliocene superiore). Si tratta di una estesa sequenza pelitica, costituita da marne argillose di colore grigio-azzurro, ben stratificate, a luoghi a elevato contenuto sabbioso, talora con resti fossili di lamellibranchi e gasteropodi. L'età è ascrivibile al Pliocene medio-superiore. Lo spessore nell'area varia da 10 m a 60 m.
- **Depositi terrazzati pleistocenici**. Nelle zone prossime alla fascia costiera sono rilevabili depositi di terrazzo marino costituiti da sabbie giallastre a cementazione variabile, a luoghi limose, spesso intervallate da strati conglomeratici con ciottoli eterogenei ed eterometrici. All'interno di questa facies sabbioso-calcarenitica non mancano sottili livelli di marne argillose grigio-verdognole di spessore centimetrico. Lo

spessore complessivo della formazione si aggira intorno a 30 m. L'età è ascrivibile al Pleistocene inferiore.

- **Alluvioni.** Affiorano diffusamente lungo il tracciato e costituiscono la litologia della Piana di Gela. Si tratta di depositi alluvionali recenti e terrazzati, con estensione e spessori variabili da qualche m a 20 m. Sono costituiti da limi argilloso sabbioso, talora con lenti ghiaiose e ciottolose scarsamente classate e con abbondanti resti vegetali. La variabilità di questi depositi è notevole anche su spazi molto brevi, sia in senso orizzontale, che verticale. L'età è Olocene.
- **Sabbie costiere e dune attuali.** Affiorano lungo il litorale di Gela e sono costituite da sabbie da grossolane a fini con stratificazione incrociata. L'età è Attuale.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica (vedi elaborato T00GE00GEORE01).

## 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); alla definizione degli interventi dei tratti in trincea e rilevato; alla progettazione del rivestimento dei tratti in gallerie.

Le caratteristiche dei terreni e delle rocce interessati dal tracciato della tangenziale sono state investigate in passato con diverse campagne di indagini geotecniche svolte tra il 1971 ed il 2015. Infine, nel novembre-dicembre 2019, sono state svolte indagini geotecniche nell'ambito della progettazione definitiva.

La posizione dei punti di indagine è riportata nelle Tavole di progetto T00GE00GETPL\_01 ÷ 05 Per le indagini antecedenti al 2019 sono indicate solo quelle che interagiscono direttamente con le opere in progetto.

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

### 4.1 Campagna di indagini 1971

Nel 1971, durante lo Studio di Fattibilità, fu eseguita una campagna di indagini geognostiche e geotecniche comprendente:

- N° 10 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo
- Analisi e prove geotecniche di laboratorio

#### 4.2 Campagna di indagini 1989

---

Nel 1989, nell’ambito del progetto ANAS di prolungamento della viabilità industriale e urbana di Gela, furono eseguite indagini da parte della TECNOSONDA consistenti in::

- N° 12 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo
- N° 19 prove penetrometriche dinamiche S.P.T.
- N° 15 pozzetti esplorativi

Presso il laboratorio GEOSTUDI furono eseguite analisi e prove geotecniche su campioni di terreno prelevati nel corso delle perforazioni.

#### 4.3 Campagna di indagini 2006

---

Nel giugno 2006 fu sviluppata una campagna di indagini a cura di Delta Ingegneria S.r.l. che comprese:

- n° 5 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo
- analisi e prove geotecniche di laboratorio presso il laboratorio CON.GEO..

#### 4.4 Campagna di indagini 2015

---

Al fine di sopperire a carenze investigative su alcuni tratti del tracciato stradale e aree limitrofe, nel 2016, si procedette all’esecuzione di indagini integrative in sito da parte di S.G.M. (Società Geognostica Mediterranea) s.r.l.. Si eseguirono:

- 16 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo (*Se1 ÷ Se16*).  
Nel corso delle perforazioni furono prelevati 41 campioni

indisturbati di terreno e 5 campioni di roccia; furono eseguite 89 prove penetrometriche dinamiche S.P.T., 9 prove pressiometriche e 8 prove di permeabilità; furono installati 13 piezometri a tubo aperto;

- 9 pozzetti esplorativi di profondità massima pari a 2,50 m
- 10 prove di carico su piastra a doppio ciclo (a prof. 0.5 m);
- profili sismici con metodologia MASW.

Furono anche prelevati 44 campioni geotecnici ai fini del riutilizzo delle terre da scavo.

Il laboratorio autorizzato M.T.R. Meccanica Terre e Rocce curò l'esecuzione di prove geotecniche di laboratorio finalizzate alla determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni.

#### 4.5 Campagna di indagini 2019:

Nel corso della presente fase di progettazione è stata eseguita a una nuova campagna di indagini geotecniche che ha compreso:

- n° 34 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo. Lungo le verticali sono stati prelevati 101 campioni indisturbati e 3 campioni rimaneggiati di terreno e sono state eseguite 12 prove Down-Hole, 47 prove penetrometriche dinamiche S.P.T., 12 prove pressiometriche e 5 prove di permeabilità Lefranc. Inoltre, sono stati installati 6 piezometri Casagrande e 8 piezometri a tubo aperto;
- n° 13 prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU
- n° 28 pozzetti esplorativi spinti fino ad una profondità di 2,2 m . All'interno dei pozzetti sono state eseguite prove di carico

su piastra in numero complessivo di 27. Sono stati anche aperti 28 pozzetti fino a circa 3,3 m con finalità geognostico-ambientali.

- n° 1 prospezione sismica con metodologia MASW;
- n. 11 indagini sismiche in foro Down-Hole;
- n. 6 tomografie sismiche a rifrazione.

In laboratorio si è proceduto all'esecuzione di cicli completi di prove di identificazione consistenti in determinazioni del peso dell'unità di volume, del contenuto naturale d'acqua, del peso specifico dei grani, dei limiti di Atterberg, del limite di ritiro, della composizione granulometrica. Sono state anche eseguite prove meccaniche (prove di taglio diretto consolidate drenate CD, prove di compressione triassiale consolidate drenate CID, consolidate non drenata CIU e non consolidate non drenata UU, prove di compressione monoassiale ad espansione laterale libera, prove di compressione edometrica).

La campagna di indagini, condotta dalla società TECNO IN S.p.A. di Napoli, è stata effettuata nel rispetto delle disposizioni, delle specifiche tecniche e del capitolato d'appalto ANAS, nonché delle raccomandazioni AGI (1977). Per le prove di laboratorio si è fatto riferimento alla normativa ASTM.

I risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio sono illustrati negli elaborati redatti dalla società incaricata delle indagini, allegati al progetto.

Nel seguito si riporta una sintesi dei risultati delle principali sperimentazioni effettuate in sito.

Sondaggio	Data prova	H (m)	HF (m)	Sigla terreno	Pi (kPa)	PI (kPa)	P'l (kPa)	E <sub>p</sub> (kPa)	Cu (kPa)	E (MPa)
S1-DH	04/09/19	26.7	-	A	273	4200	4144	77155	414	234
S3-DH	04/09/19	20.5	-	A	211	2900	2661	29015	266	88
S5-PZ	07/09/19	24.5	6.3	A	251	3700	3311	52839	331	160
S8	10/09/19	17.3	-	A	179	2400	2090	51509	209	156
S15-PZ	12/09/19	28.5	-	T	291	5400	4959	66519	496	202
S19-PZ	26/09/19	24.8	-	A	254	4900	4613	37619	461	114
S20-DH	24/09/19	25.7	-	A	263	6100	5729	96629	573	293
S23-DH	30/09/19	30.7	-	A	313	3700	3314	54047	331	164
S25-PZ	15/15/19	30.4	7.14	A	310	3800	3329	49213	333	149
S26	18/10/19	12.5	-	Aa	131	2100	2235	21399	224	65
S28	22/09/19	20	-	A	206	3500	3168	47754	317	145
S31-DH	24/09/19	15.5	-	A	161	3200	3006	32443	301	98

H profondità di prova      Pi Pressione idrostatica      P'l Pressione limite netta  
 HF Profondità falda      PI Pressione limite      Ep Modulo pressiometrico  
 E Modulo di Young      Cu Coesione non drenata

*Risultati delle prove pressiometriche*

Sondaggio	da m	N <sub>SPT</sub>	Sondaggio	da m	N <sub>SPT</sub>	Sondaggio	da m	N <sub>SPT</sub>
S1-DH	3	22	S6	1.5	4	S13	5	15
S1-DH	5.5	38	S6	5.5	8	S14-DH	3	12
S1-DH	9	74	S6	7.9	11	S14-DH	4.5	19
S2	3	24	S7-DH	1.5	16	S15-PZ	3	9
S2	7.5	31	S7-DH	3.5	9	S16-DH	4	12
S3	3	11	S8	1.5	20	S16-DH	7	20
S3	5	9	S8	6.5	24	S18	3.5	11
S3	9	17	S8	10.5	30	S19-PZ	1	14
S3	12	23	S9	1.4	rif	S20-DH	1.5	20
S4	3	18	S9	2.9	rif	S24	3.5	6
S4	6	20	S10-DH	1.5	28	S27	2.5	6
S4	11	39	S10-DH	3.5	35	S29-PZ	3.5	5
S5-PZ	3	12	S11	1.5	rif	S29-PZ	8.5	32
S5-PZ	5.5	21	S12-PZ	2.5	34	S30	4	27
S5-PZ	9	20	S12-PZ	6	rif	S31-DH	2.5	6
S5-PZ	11.5	27	S13	2.5	4			

*Valori di NSPT ottenuti nel corso delle Prove Penetrometriche Dinamiche*

Sondaggio	da m	a m	Sigla terreno	k (m/s)
S6	6.0	6.5	ALF	2.60E-05
S8	9.5	10.0	Aa	9.20E-06
S9	5.5	6.0	ALG	1.20E-05
S12-PZ	5.5	6.0	ALG	6.20E-05
S23-PZ	22.0	22.5	Aa	4.30E-06

k Coefficiente di permeabilità

*Risultati delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile*

Pozzetto	M <sub>d1</sub> (MPa)	M <sub>d2</sub> (MPa)	M <sub>d1</sub> /M <sub>d2</sub>	w (%)	Pozzetto	M <sub>d1</sub> (MPa)	M <sub>d2</sub> (MPa)	M <sub>d1</sub> /M <sub>d2</sub>	w (%)
Pz01	3.8	47.4	0.08	21	Pz15	5.0	43.3	0.12	21
Pz02	4.7	43.9	0.11	22	Pz16	3.1	45.5	0.07	25
Pz03	6.0	46.9	0.13	20	Pz17	4.4	33.0	0.13	21
Pz04	5.4	46.3	0.12	22	Pz18	3.8	37.0	0.10	24
Pz05	5.3	47.6	0.11	19	Pz19	4.4	28.1	0.16	23
Pz06	6.0	57.3	0.10	19	Pz20	4.7	35.0	0.13	22
Pz07	4.6	36.1	0.13	18	Pz21	3.3	42.7	0.08	26
Pz08	3.9	47.2	0.08	22	Pz22	5.6	38.8	0.14	21
Pz09	4.4	29.2	0.15	25	Pz23	3.7	39.0	0.10	23
Pz10	4.2	33.8	0.13	23	Pz24	5.1	34.8	0.15	18
Pz11	4.1	32.4	0.13	22	Pz25	4.8	42.3	0.11	16
Pz12	3.6	53.3	0.07	28	Pz26	4.3	31.0	0.14	21
Pz13	5.4	46.2	0.12	17	Pz27	4.2	32.0	0.13	22

M<sub>d1</sub> Modulo di deformazione I ciclo (intervallo 50-150 kPa)

M<sub>d2</sub> Modulo di deformazione II ciclo (intervallo 50-150 kPa)

W Contenuto d'acqua

*Risultati delle prove di carico su piastra*

## 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 delle numerose campagne di indagini, richiamate nel paragrafo precedente, a conoscenze acquisite nel corso di numerose indagini geotecniche svolte nel territorio di Gela 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 DI COPERTURA – DEPOSITI ALLUVIONALI RECENTI	
TA	<b>Terreno agrario o vegetale.</b> Limo sabbioso argilloso talora ghiaioso di colore bruno marrone, con elementi lapidei di varia natura e granulometria. <b>Materiali di riporto.</b>
COL	<b>Coltre colluviale.</b> Limo argilloso debolmente sabbioso e sabbia con limo di colore variabile dal giallastro al bruno marrone, rimaneggiato, da consistente a molto consistente.
ALF	<b>Alluvioni a grana fina. Alluvioni terrazzate.</b> Argilla limosa a tratti sabbiosa e limo argilloso sabbioso, di colore variabile dal nocciola al bruno marrone, al grigio azzurro a tratti nerastro, da mediamente consistente a poco consistente, con radici, nuclei e livelli torbosi, gusci minuti ed elementi lapidei di varia natura a spigoli da vivi a parzialmente arrotondati. Struttura laminare, a tratti caotica.
ALG	<b>Alluvioni a grana grossa.</b> Ghiaia in matrice limosa sabbiosa. La matrice è mediamente consistente, di colore variabile dal beige avana al bruno marrone. Gli elementi lapidei, di varia natura, sono a spigoli da parzialmente arrotondati ad arrotondati, di dimensioni da cm a dm. Presenza di trovanti arenacei.

LO	<b>Limo organico.</b> Limo con argilla debolmente sabbioso di colore bruno nerastro, da consistente a molto consistente, con abbondante torba, inglobante elementi lapidei calcarei da mm a cm e gusci di conchiglie. Struttura assente.
TERRENI E ROCCE DEL SUBSTRATO	
Aa	<b>Argille plioceniche alterate.</b> Limo con argilla sabbioso e argilla con limo, di colore variabile dal beige al giallastro al grigio azzurro, con bande arancio-grigie, patine ocracee in corrispondenza di lenti sabbiose e patine scure, da consistente a molto consistente. Struttura laminare.
A	<b>Argille plioceniche.</b> Limo con argilla sabbioso e argilla con limo di colore grigio azzurro, molto consistente, con patine giallastre ed ocracee nei primi metri, lenti limose sabbiose e patine scure anche in profondità. Presenza di noduli nerastri e forte odore di idrocarburi. Struttura laminare.
T	<b>Trubi.</b> Marna argillosa e argilla marnosa di colore bianco giallastro, molto consistente, con struttura laminare e fratturata con fratture serrate e patine di ossidazione sulle superfici di frattura. In profondità passa a marna calcarea di colore dal grigio chiaro al grigio azzurro. Frequenti livelli alterati e livelli di calcare marnoso fratturato di colore grigio chiaro.

*Classificazione geotecnica dei terreni*

Con riferimento alla classificazione geotecnica sopra riportata, in Appendice A si allegano le colonne stratigrafiche di sintesi dei sondaggi distinte per campagna di indagine. Per ciascun sondaggio sono indicati i terreni riconosciuti dall'esame delle stratigrafie, la posizione dei campioni indisturbati e di piezometri/celle Casagrande, i valori  $N_{30}$  ricavati dalle prove SPT, la profondità della falda se presente. Per le indagini eseguite prima del 2019 si riportano solo i sondaggi presi in esame nel presente studio.

Dal punto di vista geotecnico è possibile dividere il tracciato in tre tratti omogenei.

Lungo il primo tratto, che si sviluppa fino alla progressiva 5.500 m circa, si rinvengono con continuità alluvioni a grana fina recenti ed alluvioni terrazzate indicate con la sigla ALF, talora intervallate da una coltre colluviale a grana fina (COL) affiorante prevalentemente lungo i versanti delle colline attraversate dal tracciato. Alla base la coltre alluvionale è a volte a grana grossa (ALG). All'interno delle alluvioni sono presenti lenti e livelli di limo organico (LO) talora anche in affioramento. I terreni di base sono costituiti di argille plioceniche (A), alterate nella parte superiore (Aa), a tratti in affioramento.

Il tratto intermedio del tracciato, fino alla progressiva 7.300 m circa, è caratterizzato dalle alluvioni ALF, che in questo caso ricoprono marne argillose e argille marnose (T) note in letteratura con il termine di “Trubi”. Livelli di limi organici LO sono presenti all'interno delle alluvioni ALF in corrispondenza delle incisioni torrentizie.

La successione dei terreni del terzo tratto rispecchia quanto osservato lungo il tratto iniziale. Alluvioni a grana fina e alluvioni terrazzate ALF, con livelli di limo organico LO, ricoprono le argille di base (Aa, A), mentre lungo i versanti delle colline affiorano le colluvioni COL:

Nel seguito si illustrano, per ciascuno di terreni indicati nella classificazione geotecnica, le principali caratteristiche fisiche e meccaniche determinate con le indagini in sito e di laboratorio.

## 5.1 Terreni di copertura – Depositi alluvionali recenti

---

### 5.1.1 Terreno agrario o vegetale – Materiali di riporto – TA

Il terreno agrario/vegetale, di spessore generalmente pari a 40–50 cm, è costituito di limo sabbioso argilloso talora ghiaioso di colore bruno marrone, con elementi lapidei di varia natura. Localmente si rinvencono materiali di riporto di varia natura e granulometria, per spessori massimi di circa 1,5 m.

### 5.1.2 Coltre colluviale – COL

Lungo i versanti delle colline attraversate dal tracciato affiora una coltre colluviale costituita di limo argilloso debolmente sabbioso e sabbia con limo, identificata con la sigla COL. Il terreno è rimaneggiato, di colore variabile dal giallastro al bruno marrone, da consistente a molto consistente. E' stato rinvenuto lungo i sondaggi S1–DH, S10–DH, S26, S28, S34–DH sotto al terreno vegetale/agrario, per spessori variabili da 0,8 m a 3,5 m.

Sono disponibili i risultati di prove di laboratorio eseguite su un campione indisturbato (S28 2.0–2.5 m).

I valori del contenuto naturale d'acqua  $W_N$ , dei limiti di consistenza  $W_P$ ,  $W_L$  e del limite di ritiro  $W_R$  risultano pari a:

$$W_N = 31\%; \quad W_P = 38\%; \quad W_L = 88\%; \quad W_R = 31\%.$$

Si tratta di terreni di argille inattive di alta plasticità.

Il peso dell'unità di volume  $\gamma$  è pari a  $18,8 \text{ kN/m}^3$ . Dal punto di vista granulometrico si tratta di una argilla con limo. La percentuale della frazione argillosa ( $d < 0,002 \text{ mm}$ ) è pari al 64%.

Da una prova di compressione triassiale CIU si sono ottenuti valori di coesione  $c'$  e angolo d'attrito  $\varphi'$  in termini di pressioni effettive rispettivamente pari a:

$$c' = 38 \text{ kPa}; \quad \varphi' = 25^\circ.$$

Valori della coesione non drenata  $C_u$  desunti da misure con penetrometro tascabile, si attestano intorno a  $150 \text{ kPa}$ .

### *5.1.3 Alluvioni a grana fina, Alluvioni terrazzate – ALF*

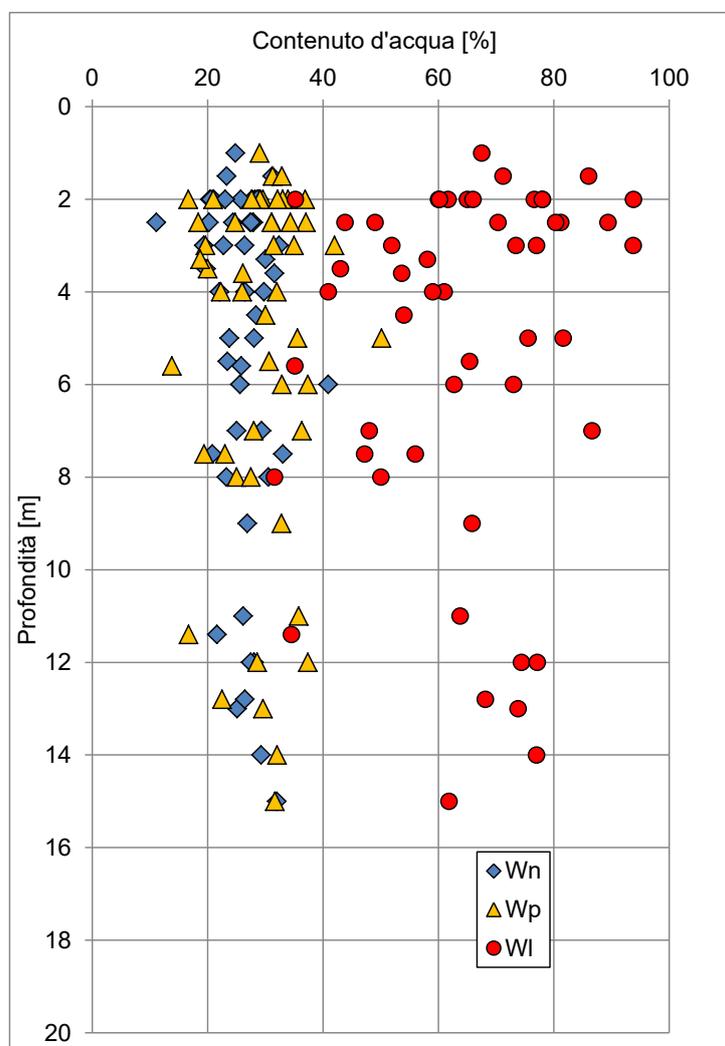
Le alluvioni a grana fina e le alluvioni terrazzate, indicate con la sigla ALF, sono presenti lungo l'intero tracciato al di sotto del terreno agrario/vegetale o della coltre colluviale. Si rinvencono, inoltre, in affioramento in corrispondenza di alcuni corsi d'acqua.

Lo spessore minimo non scende mai al di sotto di  $2,0\text{--}2,5 \text{ m}$  (sondaggi S10–DH, S11, S13). Lo spessore massimo accertato si attesta intorno a valori di  $20\text{--}23 \text{ m}$  nell'area del torrente Gattano, come accertato con i sondaggi S20–DH, S23–DH, S24, S25–PZ. Lungo quest'ultima verticale è stato osservato lo spessore massimo pari a  $23,5 \text{ m}$ .

Si tratta di argilla limosa a tratti sabbiosa e limo argilloso sabbioso di colore variabile dal nocciola, al bruno marrone, al grigio azzurro, a tratti nerastro, da mediamente consistente a

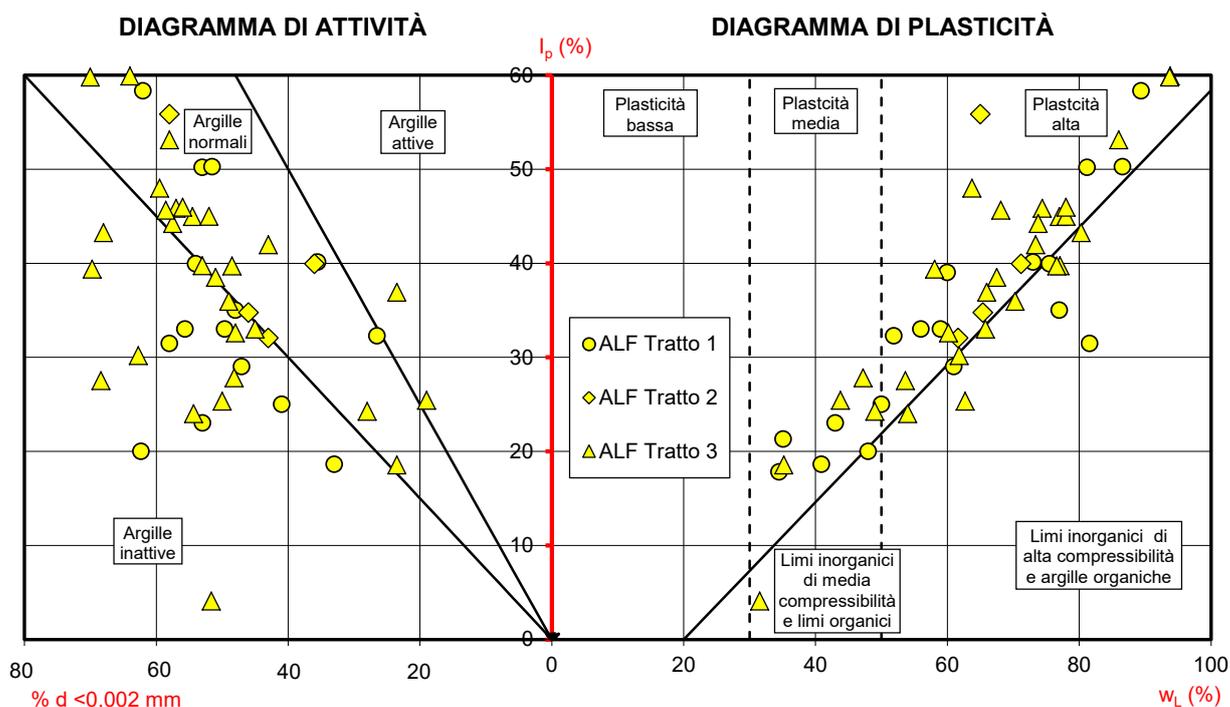
poco consistente, con radici, nuclei e livelli torbosi, gusci minuti ed elementi lapidei di varia natura a spigoli da vivi a parzialmente arrotondati. La struttura è in genere laminare, a tratti caotica.

L'andamento del contenuto naturale d'acqua  $W_N$  e dei limiti di Atterberg  $W_P$ ,  $W_L$  diagrammato in funzione della profondità è illustrato nel grafico successivo.



*Terreni ALF – Andamento con la profondità del contenuto naturale d'acqua  $W_N$  e dei limiti di Atterberg  $W_P$ ,  $W_L$*

Nel grafico che segue si riportano la carta di plasticità e la carta di attività, distinguendo i punti sperimentali secondo i tre tratti omogenei di tracciato prima identificati.



*Terreni ALF – Carta di plasticità e carta di attività*

Il contenuto naturale d’acqua  $W_N$  varia tra 11% e 41% ed è spesso maggiore del limite di plasticità  $W_P$ . I limiti plasticità  $W_P$  e liquidità  $W_L$  rientrano nei seguenti campi di valori:

$$W_P = 14 \div 50\%; \quad W_L = 32 \div 94\%$$

L’indice di plasticità è compreso tra il 18% ed il 60%.

Si tratta di argille di plasticità da media ad alta, da inattive a normali. Alcuni punti sperimentali ricadono nel campo dei “limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche” della “Carta di plasticità”.

Il peso dell'unità di volume  $\gamma$  varia nell'intervallo 16–20 kN/m<sup>3</sup>.  
Il limite di ritiro  $W_R$  vale mediamente il 24%. Il contenuto di  
sostanza organica determinato su un campione è pari a circa il  
4%.

La composizione granulometrica dei terreni ALF è variabile  
dall'argilla limosa al limo con argilla. La percentuale della  
frazione argillosa è compresa tra il 19% e il 70%.

Il modulo di compressione edometrica  $E_{ed}$ , il coefficiente di  
compressibilità  $m_v$ , il coefficiente di consolidazione  $C_v$  ed il  
coefficiente di permeabilità  $k$  ricavati dall'elaborazione di 17  
prove di compressione edometrica variano nei seguenti intervalli:

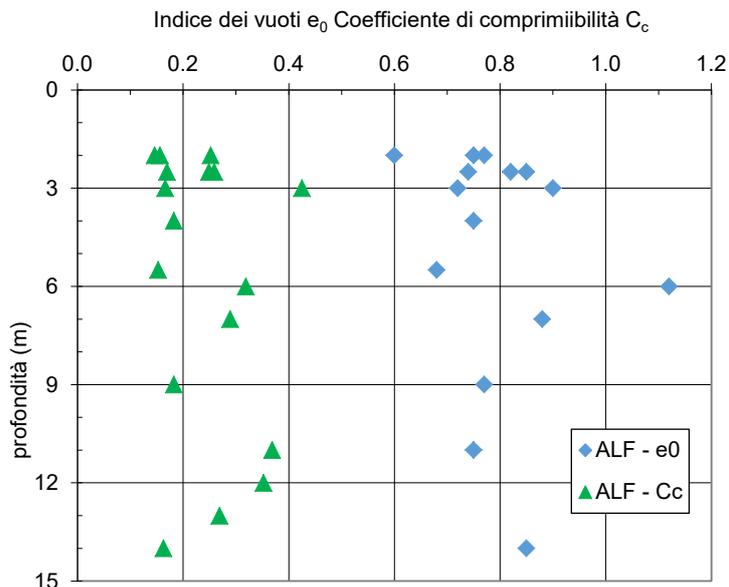
$$E_{ed} = 2,3 \div 12,9 \text{ MPa}; \quad m_v = 0,08 \div 0,43 \text{ MPa}^{-1};$$

$$c_v = 1,2 \times 10^{-4} \div 4,2 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s};$$

$$k = 2 \times 10^{-11} \div 7 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$$

L'indice dei vuoti iniziale  $e_0$  e il coefficiente di comprimibilità  $C_c$   
valgono, rispettivamente:

$$e_0 = 0,60 \div 1,12; \quad C_c = 0,15 \div 0,43.$$



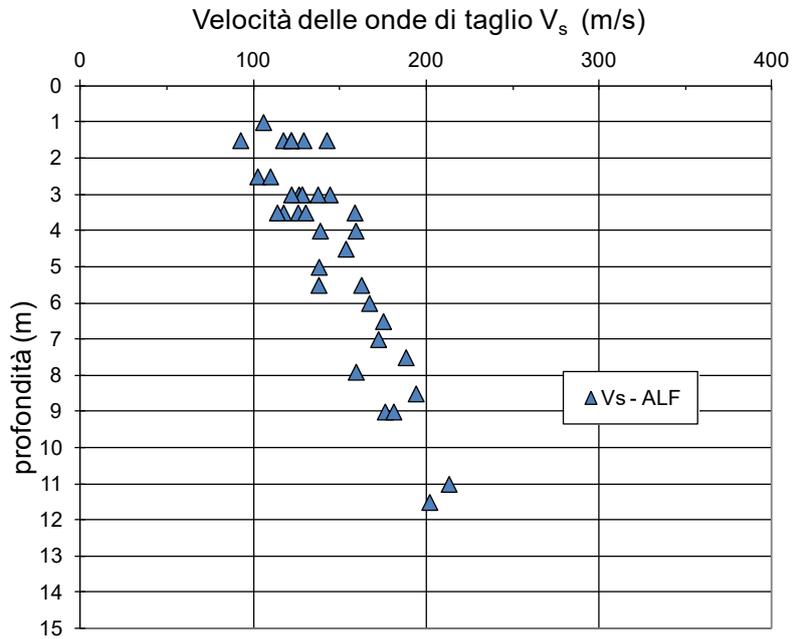
*Terreni ALF – Andamento con la profondità dell'indice iniziale dei vuoti  $e_0$  e del coefficiente di comprimibilità  $C_c$*

Una prova di permeabilità Lefranc eseguita lungo la verticale S6 a profondità compresa tra 6,0 m e 6,5 m fornisce  $k = 2,6 \times 10^{-5}$  m/s.

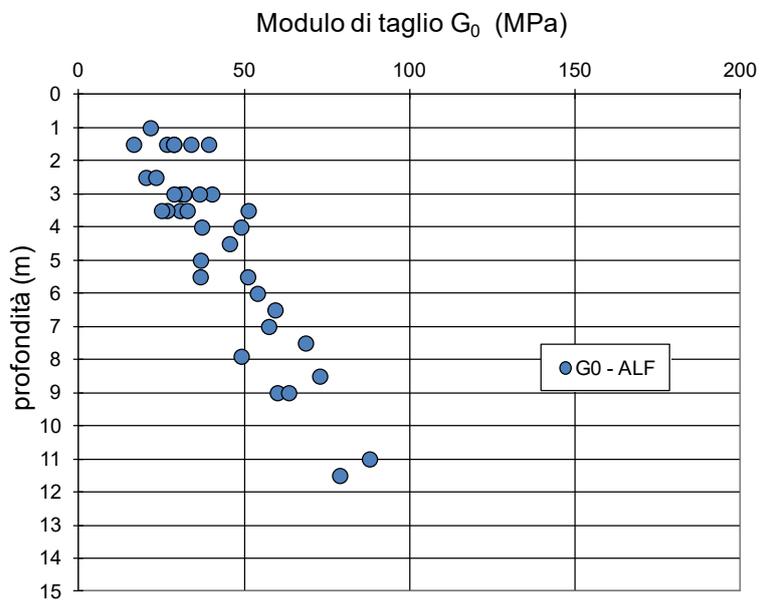
I valori della velocità delle onde di taglio  $V_s$  e del modulo di taglio  $G_0$  ricavati dall'elaborazione delle prove Down-Hole in foro ricadono negli intervalli:

$$V_s = 186 \div 470 \text{ m/s}, \quad G_0 = 64 \div 419 \text{ MPa}$$

Valori piú bassi si ottengono dall'elaborazione delle prove SPT (v. grafici che seguono).



Terreni ALF – Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio da prove SPT

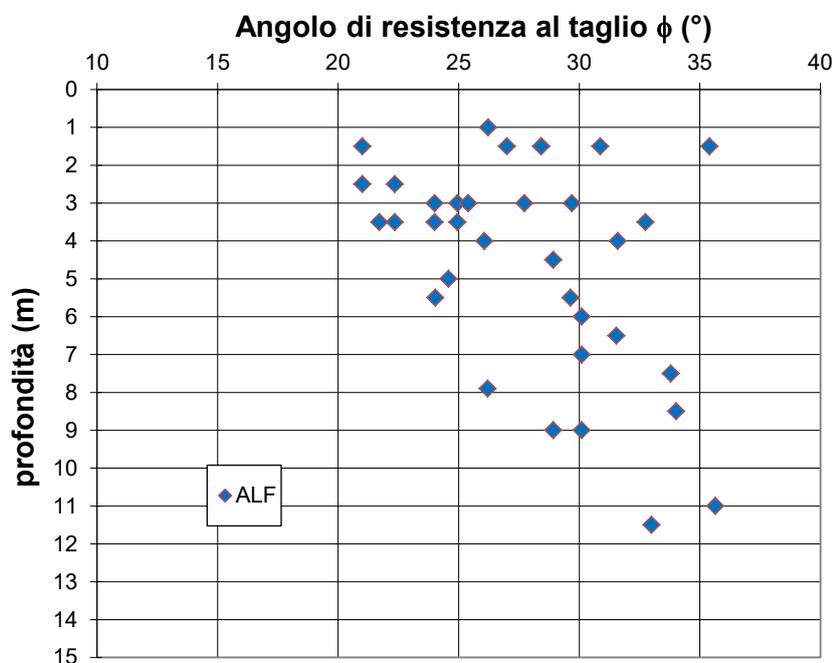


Terreni ALF – Andamento con la profondità del modulo di taglio da prove SPT

Dai risultati di prove di taglio diretto CD e di prove di compressione triassiale CIU si ricavano i seguenti valori di coesione  $c'$  e angolo d'attrito  $\phi'$  in termini di pressioni effettive:

$$c' = 23 \div 36 \text{ kPa}; \quad \phi' = 18^\circ \div 29^\circ.$$

I valori dell'angolo d'attrito  $\phi'$  ricavati dalle prove SPT si attestano tra  $21^*$  e  $36^\circ$  (v. figura sotto), con  $N_{SPT} = 4 \div 39$ .



*Terreni ALF – Andamento con la profondità dell'angolo d'attrito da prove SPT*

Dall'elaborazione delle prove CPTu sono stati ottenuti valori della resistenza all'attrito laterale  $f_s$  mediamente pari a 80 kPa.

Per caratterizzare i terreni ALF in termini di coesione non drenata  $C_u$  sono stati analizzati i risultati di prove in sito (CPTu) e di laboratorio (compressione triassiale UU). Sono anche disponibili misure con il penetrometro tascabile. Le prove

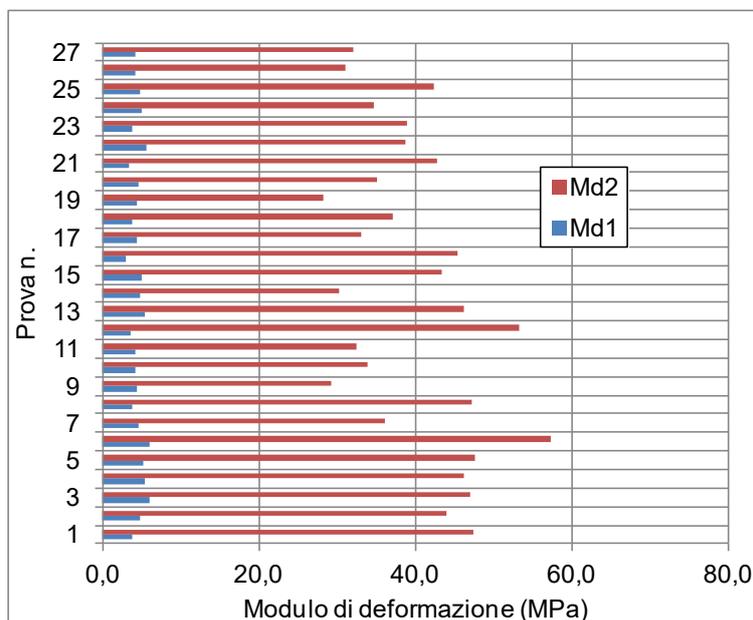
triassiali UU forniscono valori di  $C_u$  variabili tra 45 kPa e 165 kPa e mediamente pari a 90 kPa. Da 13 prove CPTu si ricavano valori medi piú elevati (intorno a 130 kPa), mentre con il penetrometro tascabile si ottengono valori mediamente pari a 130 kPa assumendo un valore di  $C_u = 250$  kPa per resistenza alla punta  $R_p > 4,5$  kg/cm<sup>2</sup>.

La parte piú superficiale dei terreni alluvionali è stata indagata con prove di carico su piastra a doppio ciclo, eseguite all'interno di pozzetti esplorativi alla profondità mediamente pari a 0,3 m.

I valori dei moduli di deformazione  $M_{d1}$  (primo ciclo) e  $M_{d2}$  (secondo ciclo) determinati nel corso delle prove variano nei seguenti intervalli:

$$M_{d1} = 3,1 \div 6,0 \text{ MPa}; \quad M_{d2} = 28 \div 57 \text{ MPa}$$

con valori del contenuto d'acqua dei terreni compresi tra il 16% e il 28%.



*Terreni ALF – Valori del modulo di deformazione da prove di carico su piastra*

#### *5.1.4 Alluvioni a grana grossa – ALG*

Livelli di alluvioni a grana grossa ALG sono stati osservati lungo i sondaggi S9 al di sotto delle colluvioni e S12 al di sotto delle alluvioni a grana fina. Lo spessore è compreso tra 4,5 m e 6,0 m circa.

Si tratta di ghiaia in matrice limosa sabbiosa, con elementi lapidei di varia natura a spigoli da parzialmente arrotondati a arrotondati, di dimensioni da centimetriche a decimetriche e presenza di trovanti arenacei. La matrice è mediamente consistente, di colore variabile dal beige avana al bruno marrone.

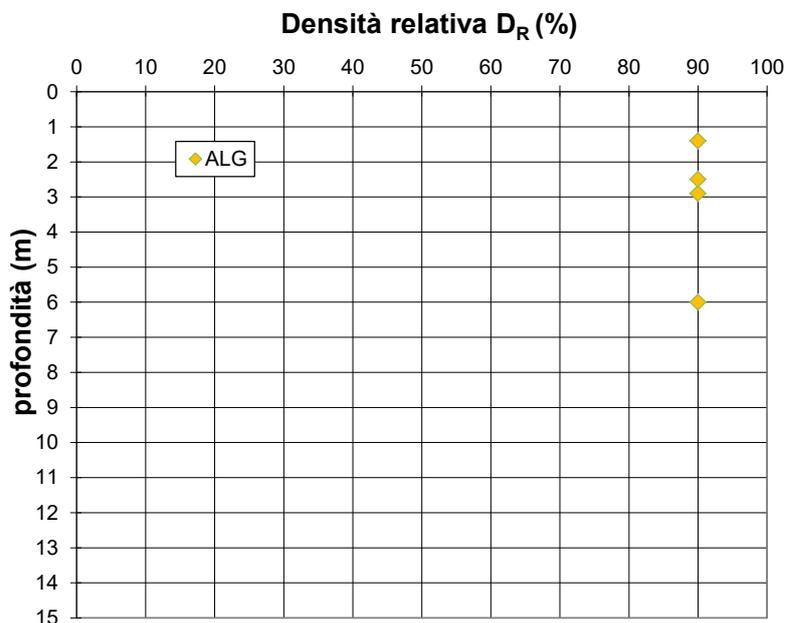
I valori della densità relativa  $D_r$  desunti dalle prove SPT si attestano intorno al 90%, con  $N_{SPT} = 34 \div >50$ . Le stesse prove forniscono valori dell'angolo d'attrito compresi tra  $32^\circ$  e  $37^\circ$ .

Sempre dalle prove SPT si ricavano i seguenti valori del modulo elastico operativo  $E'_{op\ SPT}$ , della velocità delle onde di taglio  $V_s$  e del modulo di taglio  $G_0$

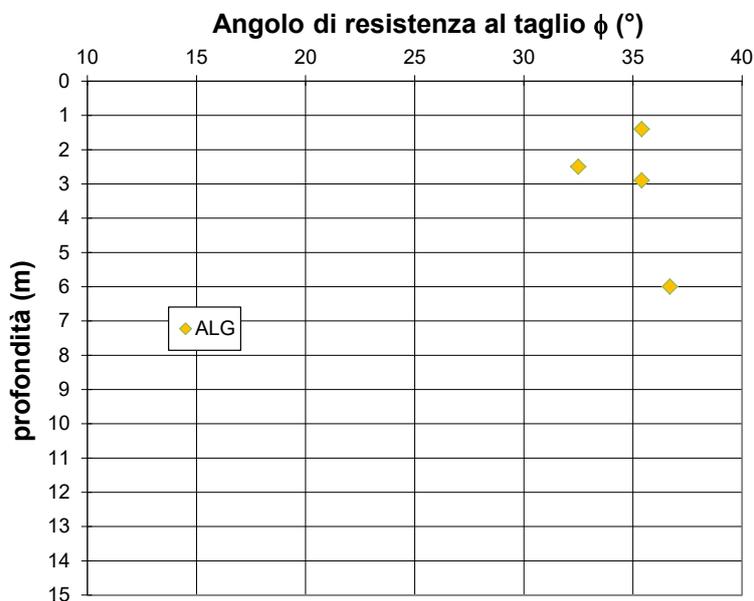
$$E'_{op\ SPT} = 25 \div 43 \text{ MPa} \quad V_s = 140 \div 195 \text{ m/s},$$

$$G_0 = 38 \div 74 \text{ MPa}$$

L'andamento dei parametri  $D_R$  e  $\phi$  con la profondità è riportato nelle figure che seguono.



Terreni ALG – Valori della densità relativa da prove SPT



Terreni ALG – Valori dell'angolo d'attrito da prove SPT

Il coefficiente di permeabilità  $k$  ottenuto mediante prove Lefranc, è dell'ordine di  $5 \times 10^{-5}$  m/s.

### 5.1.5 Limo organico – LO

Livelli di limo organico sono stati rinvenuti in numerosi sondaggi all'interno delle alluvioni ALF, talora a partire dal piano di campagna al di sotto del terreno agrario (sondaggi S8, S30). Lo spessore dei terreni LO è generalmente compreso tra 0,5 m e 2,0 m. Spessori maggiori, fino a circa 2,8 m, si osservano intorno alle progressive 5+800 (S14-DN) e 6+650 (S15-PZ, S16-DH). Lo spessore massimo accertato è pari a 3,0 m (S32 progr.  $\cong$  13+550).

I terreni LO sono costituiti di limo con argilla debolmente sabbioso di colore bruno nerastro, da consistente a molto consistente con abbondante sostanza organica e torba; ingloba elementi lapidei calcarei da mm a cm e gusci di conchiglie. Il terreno è privo di struttura.

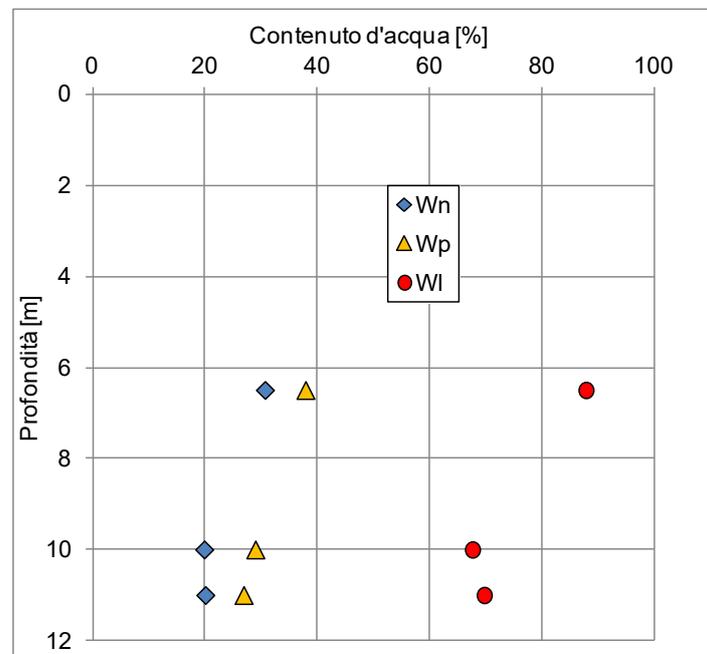
Nel corso della campagna di indagini 2019 sono state eseguite prove di laboratorio su tre campioni indisturbati.

Di seguito si riporta l'intervallo di variazione delle principali proprietà fisiche determinate.

- ❖  $\gamma = 18,6 \div 19,7 \text{ kN/m}^3$
- ❖  $W_N = 20 \div 22\%$ ;
- ❖  $W_P = 27 \div 30\%$ ;
- ❖  $W_L = 61 \div 70\%$ ;
- ❖  $W_R = 16\%$ .
- ❖  $\% d < 0,002 \text{ mm} = 26 \div 29\%$ .

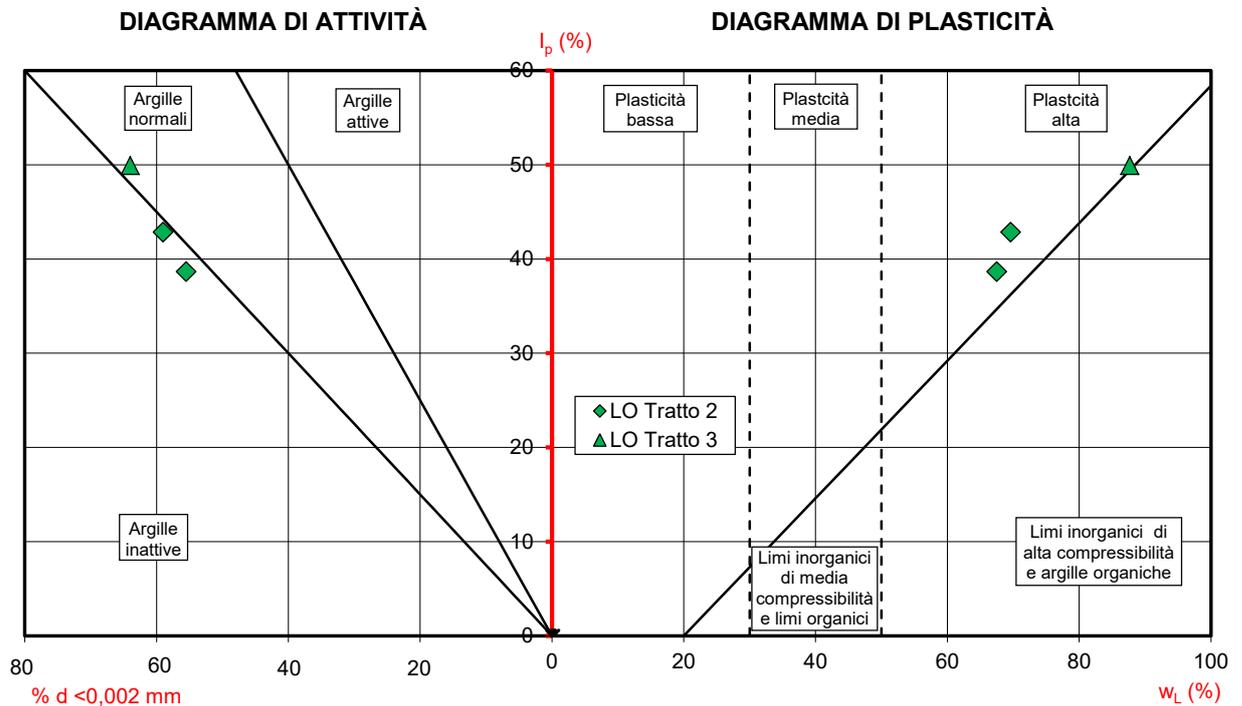
Nel grafico che segue si riporta l'andamento del contenuto naturale d'acqua  $W_N$  e dei limiti di Atterberg  $W_P$ ,  $W_L$  con la

profondità. Il contenuto naturale d'acqua è sempre minore del limite di plasticità.



*Terreni LO – Andamento del contenuto naturale d'acqua e dei limiti di Atterberg con la profondità*

Si tratta di argille di alta plasticità, da inattive a normali (v. grafico che segue).



Terreni LO – Carta di plasticità e carta di attività

Dal punto di vista granulometrico si tratta di un'argilla con limo o limosa.

I parametri di deformabilità dedotti da una prova di compressione edometrica valgono:

- ❖  $e_0 = 0,51$
- ❖  $C_c = 0,17$
- ❖  $E_{ed} = 6,4 \text{ MPa}$ ;
- ❖  $m_v = 0,16 \text{ MPa}^{-1}$ ;
- ❖  $c_v = 2,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;
- ❖  $k = 4 \times 10^{-9} \text{ cm/s}$

Da una prova di taglio diretto CD si ricavano valori di coesione  $c' = 36,1 \text{ kPa}$  e angolo d'attrito  $\varphi' = 24,4^\circ$ .

Dall'elaborazione di una prova SPT si ricava:

- ❖  $\varphi' = 27,4^\circ$ .
- ❖  $E'_{op\ SPT} = 12,2\ MPa$
- ❖  $V_s = 136\ m/s$ ,
- ❖  $G_0 = 44\ MPa$

Da una prova SPT si ricava:

$$V_s = 150\ m/s, \quad G_0 = 44\ MPa$$

Una prova di compressione triassiale UU fornisce  $C_u = 90\ kPa$ . Valori di  $C_u$  ricavati da misure con penetrometro tascabile si attestano intorno a 160 kPa.

#### *5.1.6 Argille plioceniche – Aa,A*

I terreni di base del primo tratto (da 0+0 m a 5+500 m) e del terzo tratto (da 7+300 m a 15+822) del tracciato sono costituiti di argille plestoceniche della Fm. Monte Narbone indicate con la sigla A, che si presentano alterate nella parte superiore (Aa).

Si rinvencono nelle zone citate lungo tutte le verticali di sondaggio eseguite nel 2019, al di sotto dei terreni alluvionali ALF, a partire da profondità crescenti spostandosi dalle sponde dei corsi attraversati dal tracciato verso la parte mediana.

La profondità massima di ricoprimento accertata è pari a 24 m (sondaggio S25–PZ). In corrispondenza dei rilievi collinari sono in affioramento, oppure ricoperti da una sottile coltre colluviale (COL).

Questi terreni sono descritti come limo con argilla sabbioso e argilla con limo, di colore grigio azzurro con venature grigio scuro, molto consistente. Si osservano patine giallastre ed ocracee nei primi metri, lenti limose sabbiose e patine scure anche in profondità e noduli nerastri.

Il contenuto naturale d'acqua è nella quasi totalità dei casi minore del limite di plasticità. La struttura è laminare. I terreni sono spesso caratterizzati da un forte odore di idrocarburi.

Nei primi metri le argille sono alterate (Aa), per spessori variabili da 2,5 m (sondaggio S35–PZ) a 9,5 m (S24). Si tratta di limo con argilla sabbioso e argilla con limo, di colore variabile dal beige al giallastro al grigio azzurro, con bande arancio–grigie, patine ocracee in corrispondenza di lenti sabbiose e patine scure, da consistente a molto consistente. Anche in questo caso la struttura è laminare.

L'analisi dei risultati delle prove in sito e di laboratorio effettuate su campioni prelevati lungo le diverse parti di tracciato mostra una sostanziale uniformità di comportamento dei terreni Aa e A. Inoltre, i parametri fisico–meccanici determinati non mostrano differenze sostanziali tra la parte alterata Aa e le sottostanti argille A.

Il peso  $\gamma$  si attesta mediamente intorno a 19,0–19,5 kN/m<sup>3</sup>, sia per la parte alterata Aa, che per le argille A.

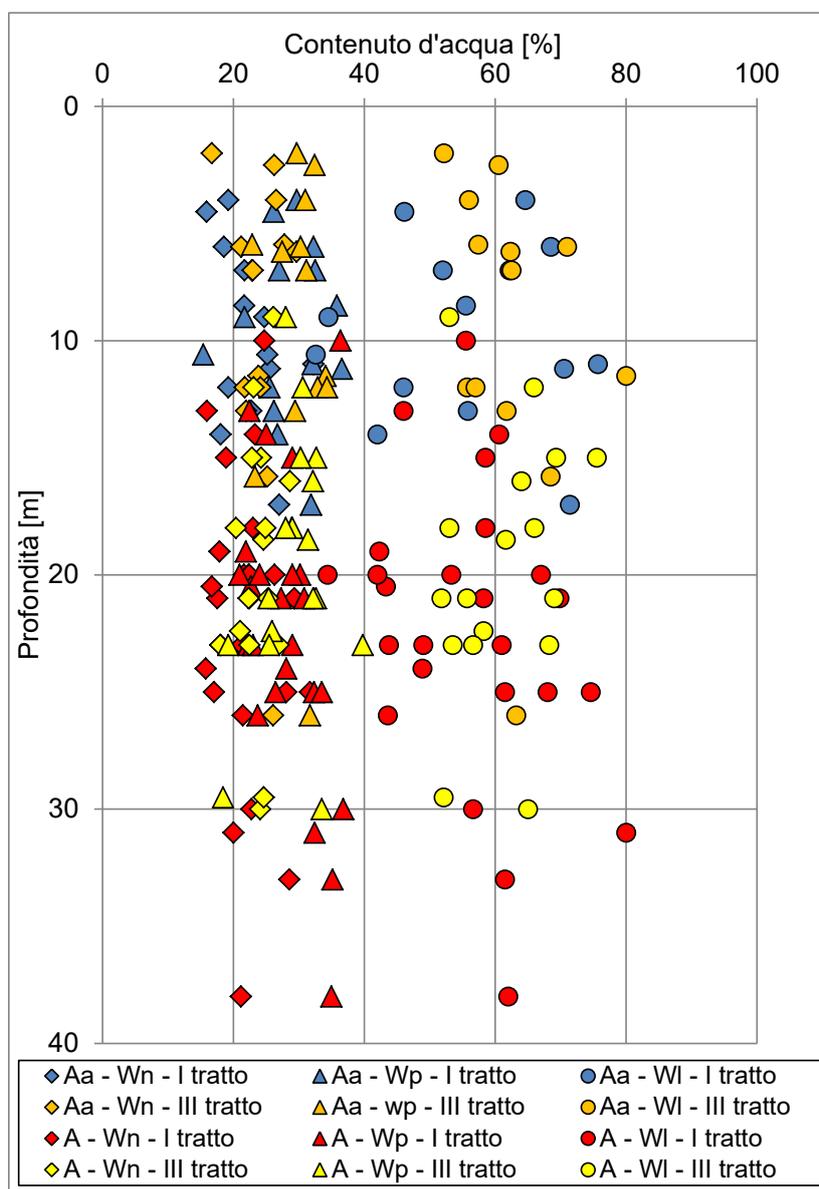
Nel grafico successivo è mostrato l'andamento del contenuto naturale d'acqua e dei limiti di consistenza in funzione della profondità, distinguendo le argille Aa e A in funzione del tratto lungo il quale sono stati prelevati i campioni.

Il contenuto naturale d'acqua varia tra il 16% ed il 32% per entrambi i tipi di argilla.

Anche i campi di variazione del limite di plasticità  $W_p$ , il limite di liquidità  $W_L$  e l'indice di plasticità  $I_p$  si attestano su intervalli simili:

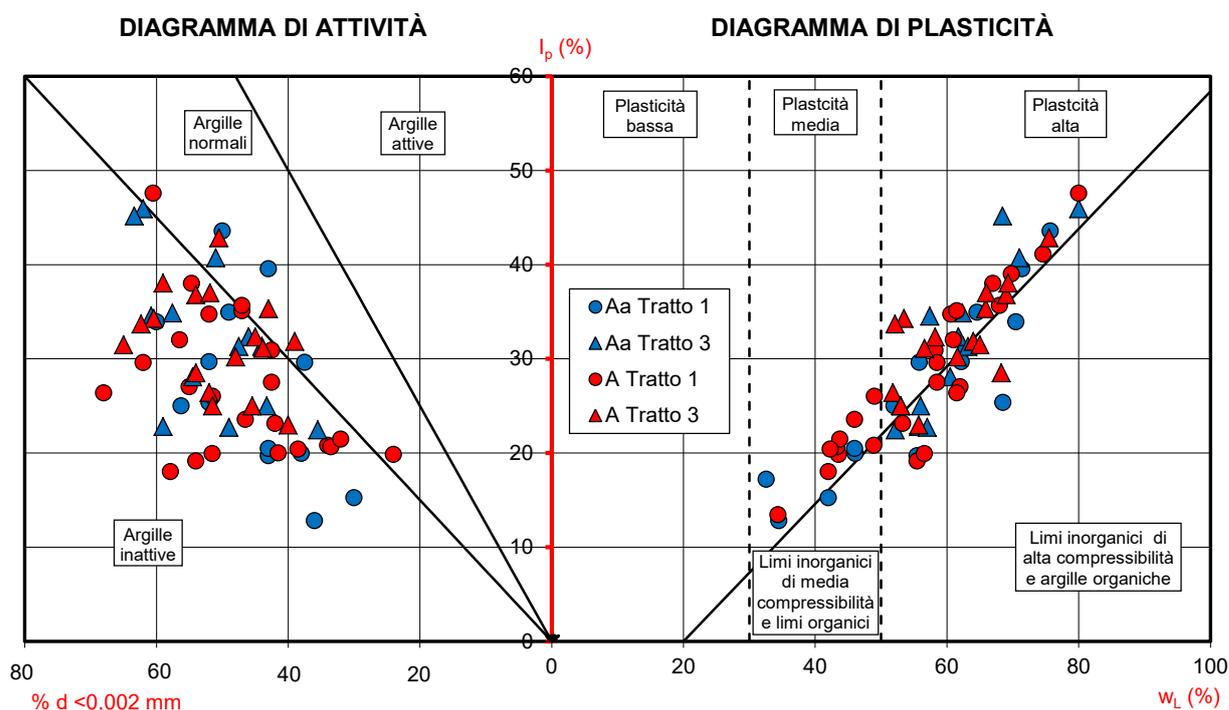
Argille Aa  $W_p = 15 \div 37\%$ ;  $W_L = 33 \div 80\%$   $I_p = 13 \div 46\%$ ;

Argille A  $W_p = 18 \div 40\%$ ;  $W_L = 34 \div 80\%$   $I_p = 13 \div 48\%$ .



*Terreni Aa–A – Andamento con la profondità del contenuto naturale d'acqua  $W_N$  e dei limiti di Atterberg  $W_P$   $W_L$*

Si tratta di terreni di media plasticità da media a elevata e attività generalmente bassa (v. figura successiva).



*Terreni Aa–A – Carta di plasticità e carta di attività*

Alcuni punti ricadono nei campi dei “limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche” e dei “limi inorganici di media compressibilità e limi organici”.

Il limite di ritiro  $W_R$  varia tra il 19% e il 29%. Sono stati determinati valori di percentuale di sostanza organica compresi tra il 3,3% e il 8,5%.

La composizione granulometrica dei terreni Aa e A è variabile dall'argilla limosa al limo con argilla sabbioso. La percentuale della frazione argillosa è compresa tra il 24% e il 68%.

I parametri di deformabilità ricavati dall’elaborazione di oltre 30 prove di compressione edometrica variano nei seguenti intervalli:

$$e_0 = 0,46 \div 0,97; \quad C_c = 0,15 \div 0,37.$$

$$E_{ed} = 4,9 \div 13,5 \text{ MPa}; \quad m_v = 0,07 \div 0,27 \text{ MPa}^{-1};$$

$$c_v = 4,2 \times 10^{-5} \div 6,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s};$$

$$k = 4 \times 10^{-11} \div 6 \times 10^{-9} \text{ cm/s}$$

Due prove di permeabilità Lefranc eseguite lungo le verticali S8 e S23–PZ ha fornito i valori del coefficiente di permeabilità  $k$  indicati nella tabella che segue.

Sondaggio	da m	a m	Sigla terreno	$k$ (m/s)
S8	9.5	10.0	Aa	9.20E-06
S23–PZ	22.0	22.5	Aa	4.30E-06

*Terreni Aa – Valori del coefficiente di permeabilità  $k$*

Dalle prove Down–Hole si ricavano valori i seguenti valori della velocità delle onde di taglio e del modulo di taglio:

$$V_s = 268 \div 661 \text{ m/s}, \quad G_0 = 133 \div 844 \text{ MPa}$$

In questo caso i limiti inferiori sono da attribuire ai terreni Aa. Valori piú bassi sono stati desunti analizzando i risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Dall’elaborazione di nove prove di taglio diretto CD e di dodici prove triassiali CIU si ricavano valori di coesione  $c'$  e angolo d’attrito  $\varphi'$  variabili negli intervalli:

$$c' = 32 \div 43 \text{ kPa}; \quad \varphi' = 23^\circ \div 30^\circ.$$

Valori anomali di angolo d'attrito sono stati ottenuti dalle prove su due campioni analizzati nel corso delle indagini svolte nel 2015 (Se14P-C3 9 m  $\rightarrow \varphi' = 17,3^\circ$ ; Se1-C3 20 m  $\rightarrow \varphi' = 40,0^\circ$ ).

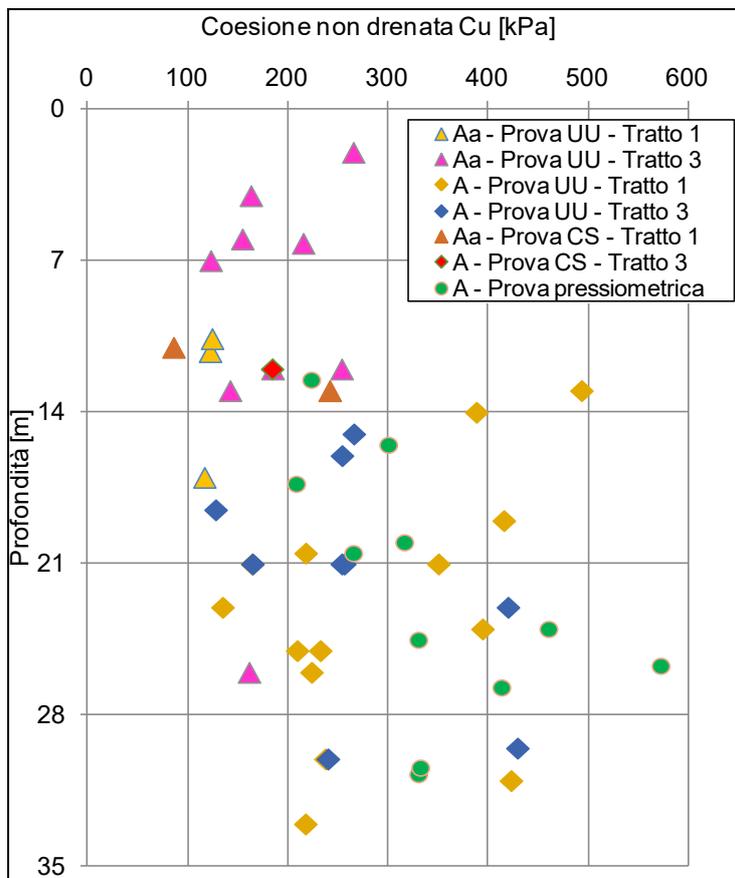
L'elaborazione delle prove SPT ha fornito per le argille Aa valori di  $\varphi' = 22^\circ - 30^\circ$ .

I valori della resistenza all'attrito laterale  $f_s$  ottenuti con le prove CPTu si attestano mediamente su valori pari a 120 kPa.

Per caratterizzare i terreni Aa-A in termini di coesione non drenata sono stati analizzati di risultati di prove in sito (pressiometriche, CPTu, penetrometro tascabile) e di laboratorio (compressione semplice CS, compressione triassiale UU).

I risultati delle prove pressiometriche e delle prove di laboratorio sono diagrammati in funzione della profondità nel grafico che segue. Il numero di prove prese in esame è riportato nella tabella che segue; tutte le prove sono state eseguite lungo verticali differenti.

Tratto	Sigla	UU	CS	Press
1	Aa	3	2	–
3	Aa	8	1	1
1	A	14	–	4
3	A	9	1	6



*Terreni Aa – A – Andamento con la profondità della coesione non drenata da prove pressiometriche, prove UU e da prove CS*

La tabella successiva mostra, per ciascun tratto, il numero di prove CPTu che hanno interessato i terreni Aa e A.

Tratto	Sigla	No. CPTu
1	Aa	2
3	Aa	9
1	A	2
3	A	5

Le prove in sito forniscono i seguenti valori di coesione non drenata  $C_u$ :

$C_u = 209 \div 573$  kPa (prove pressiometriche a profondità comprese tra 15 m e 30 m);

$C_{umedio} = 260$  kPa (prove CPTu entro 20 m di profondità);

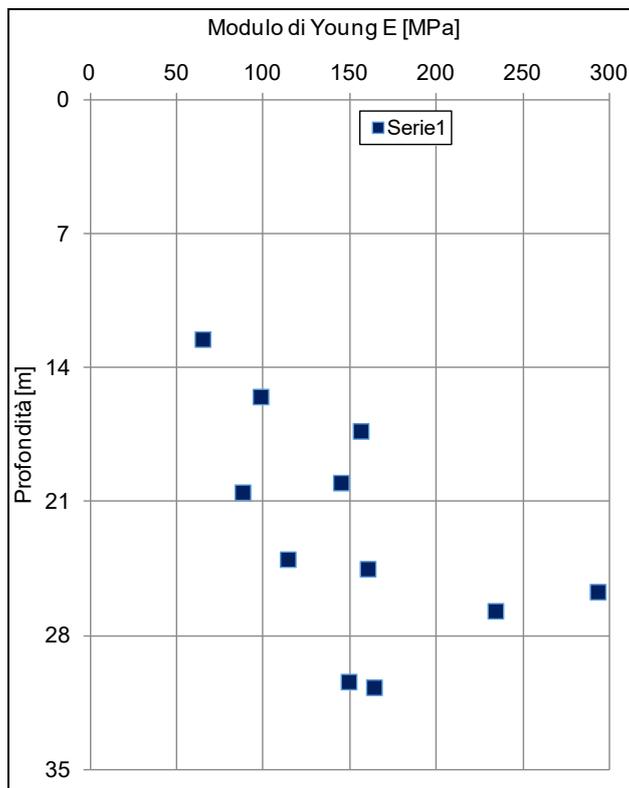
$C_{umedio} > 250$  kPa (misure con penetrometro tascabile entro 30 m di profondità).

Dalle prove di laboratorio, si ottiene:

$C_u = 117 \div 494$  kPa (prove triassiali UU – campioni prelevati a profondità comprese tra 5 m e 38 m);

$C_u = 85 \div 143$  kPa (prove di compressione semplice CS – campioni prelevati a profondità comprese tra 11 m e 13 m).

Nel grafico che segue si riportano i valori del modulo di Young  $E$  ricavati dall'elaborazione delle prove pressiometriche. Per le argille A si ottengono valori del modulo  $E = 88 \div 234$  MPa, che risultano decisamente superiori rispetto ai valori ricavati dalle prove di compressione edometrica. Da una prova eseguita sui terreni Aa si ottiene  $E = 65$  MPa.



*Terreni A – Andamento con la profondità del modulo di Young da prove pressiometriche*

### 5.1.7 Trubi – T

Nel tratto intermedio del tracciato, tra le progressive 5+500 e 7+300 circa, i sondaggi hanno evidenziato un sub-strato costituito di marne argillose e argille marnose, note con il termine di “Trubi” e indicate con la sigla “T”. Come evidenziato nel Profilo Geotecnico, gli stessi termini sono presenti al di sotto delle “Argille plioceniche” lungo la rimanente parte del tracciato.

I terreni T sono stati carotati in corrispondenza del sondaggio S14–DH a partire da una profondità di 7,4 m al di sotto dei limi L0 e dei fori S15–PZ e S16–DH da una circa 15 m al di

sotto delle alluvioni ALF. Sono, inoltre, sub-affioranti nell'area del sondaggio S13, dove sono stati prelevati a partire da 6,5 m.

Sono marne e argille marnose di colore bianco giallastro, molto consistenti, con struttura laminare e fratturata con fratture serrate e patine di ossidazione sulle superfici di frattura. In profondità passano a marne calcaree di colore dal grigio chiaro al grigio azzurro. Si osservano frequenti livelli alterati e livelli di calcare marnoso fratturato di colore grigio chiaro.

Sono state eseguite prove di laboratorio su quattro campioni indisturbati.

Il peso  $\gamma$  vale mediamente  $19 \text{ kN/m}^3$ ; il contenuto naturale d'acqua assume valori intorno al 25%. Il limite di plasticità  $W_P$ , il limite di liquidità  $W_L$  e l'indice di plasticità  $I_P$  variano negli intervalli:

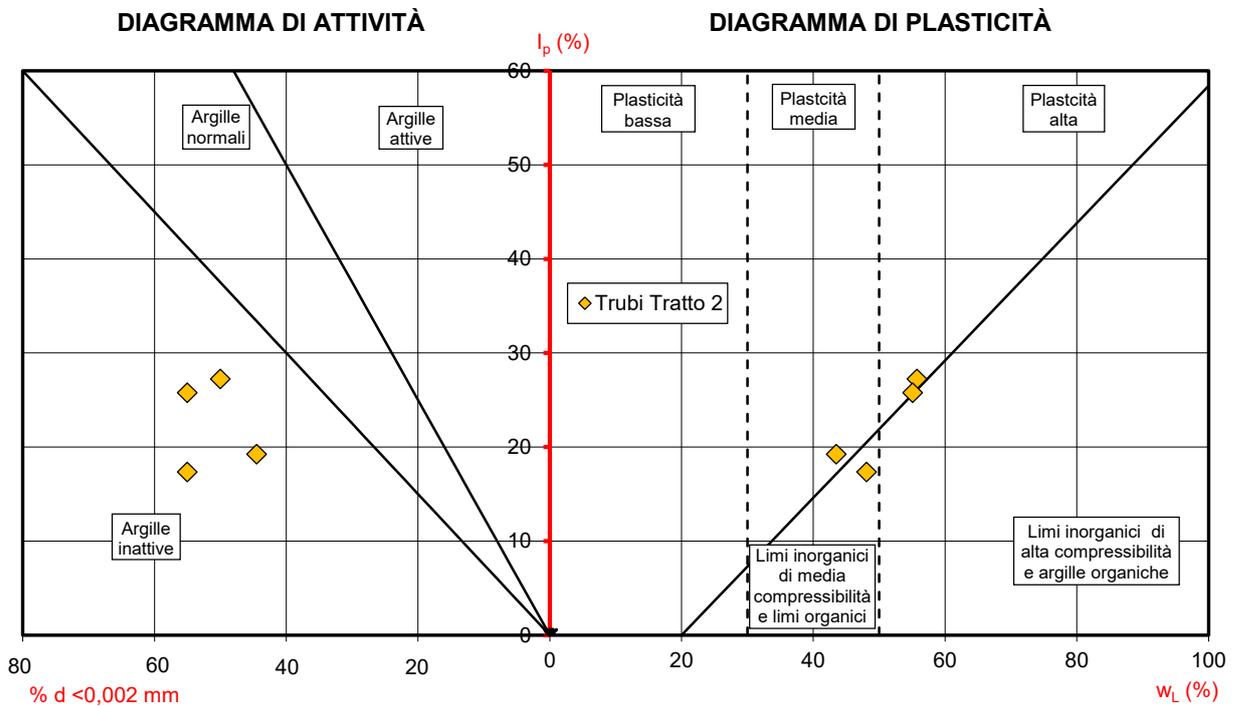
$$W_P = 24 \div 31\%; \quad W_L = 44 \div 56\% \quad I_P = 17 \div 27\%.$$

Si tratta di terreni di media plasticità e bassa attività (v. figura successiva).

Il limite di ritiro  $W_R$  è pari a circa il 20%.

Sono stati determinati valori di percentuale di sostanza organica compresi tra il 4,3% e il 7,6%.

La composizione granulometrica dei campioni analizzati è compresa tra l'argilla con limo e l'argilla sabbiosa limosa ghiaiosa. La frazione argillosa oscilla tra il 45% e il 55%.



Terreni T – Carta di plasticità e carta di attività

Da tre prove di compressione edometrica si ricavano i seguenti intervalli di variazione dei parametri di deformabilità:

$$e_0 = 0,68 \div 0,83; \quad C_c = 0,14 \div 0,19;$$

$$E_{ed} = 9,3 \div 16,6 \text{ MPa}; \quad m_v = 0,05 \div 0,11 \text{ MPa}^{-1};$$

$$c_v = 6,5 \times 10^{-5} \div 2,0 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s};$$

$$k = 3 \times 10^{-10} \div 2 \times 10^{-9} \text{ cm/s}.$$

Sul campione S16–DH 23,0–23,5 m è stato ottenuto un valore dell'indice dei pori iniziale  $e_0 = 0,32$ , che si ritiene anomalo.

Tre prove di compressione triassiale UU forniscono  $C_u = 153 \div 431$  kPa. Dalle prove CPTu in sito si ottiene  $C_u$  mediamente pari a 244 kPa.

Una prova pressiometrica effettuata a 28,5 m di profondità all'interno del foro S15-PZ, ha fornito un valore di  $C_u$  decisamente più elevato (496 kPa) ed un valore del modulo di Young  $E = 202$  MPa. Probabilmente la prova ha interessato un livello “duro”,

Dalle misure effettuate con il penetrometro tascabile si sono ricavati valori di coesione non drenata quasi sempre maggiori di 250 kPa.

Le indagini geofisiche forniscono i seguenti valori medi della velocità delle onde di taglio e del modulo di taglio;

$$V_s = 611 \text{ m/s}; \quad G_0 = 728 \text{ MPa.}$$

## 5.2 Falda

---

L'andamento del pelo libero della falda è stato desunto dai risultati degli studi geologici, dai quali è stato possibile ricavare i dati riportati nel seguito.

### □ Area Viadotto Burgio

Spalla A: assenza di falda

Pila 1-2: assenza di falda

Pila 3: possibile falda a 8,00 m dal p.c.

Pila 4: possibile falda a 7,50 m dal p.c.

Pila 5: falda a 6,50 m dal p.c.

Pila 6: falda a 7,30 m dal p.c.

Spalla B: falda a 8,20 m dal p.c.

### □ Area Viadotto Comunelli

Falda presente su tutte le pile, con gli estremi:

▪ Spalla A: Falda a 6,60 m dal p.c.

▪ Spalla B: Falda a 6,30 m dal p.c.

### □ Area Viadotto Pr 1+700

Falda presente su tutte le pile, con gli estremi:

Spalla A: Falda a 5,80 m dal p.c.

Spalla B: Falda a 7,00 m dal p.c.

□ **Area Viadotto Poggio Vipera**

Falda assente

□ **Area Viadotto Roccazzelle**

Falda al di sotto dei terreni LO

- a 11,00 m dal p.c. in corrispondenza della Spalla A,
- a 10,80 m dal p.c. in corrispondenza della Spalla B,

con probabile risalita in pressione del piezometro (NB: i pozzetti eseguiti nell'area non riscontrano la falda segnalata dal piezometro).

□ **Area Viadotto Pr 8+600**

Falda presente su tutte le pile, con gli estremi:

- Spalla A: Falda a 4,20 m dal p.c.
- Spalla B: Falda a 4,40 m dal p.c.

□ **Area Viadotto Ferrovia – Gattano**

Falda presente su tutte le pile, con gli estremi:

- Spalla A: Falda a 4,90 m dal p.c.
- Spalla B: Falda a 7,14 m dal p.c.

□ **Area Viadotto su SP8**

Falda assente dalla Spalla A alla Pila 2

Falda presente tra la Pila 3 e la Spalla B, con estremi:

- Pila 3: Falda a 3,40 m dal p.c.
- Spalla B: Falda a 6,20 m dal p.c.

□ **Area Viadotto su SP81**

Falda presente su tutte le pile, con gli estremi:

- Spalla A: Falda a 3,80 m dal p.c.
- Spalla B: Falda a 3,70 dal p.c.

□ **Area Viadotto su SS117bis**

Falda presente su tutte le pile, con gli estremi:

- Spalla A: Falda a 4,20 m dal p.c.
- Spalla B: Falda a 3,25 dal p.c.

### 5.3 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 delle campagne di indagine prese in esame, sia dai dati acquisiti in occasione di altri lavori su terreni simili a quelli in esame. Si è inoltre fatto riferimento ai numerosi dati reperibili nella letteratura geotecnica regionale.

Nelle tabelle che seguono si riportano i valori minimo e medio dei parametri fisico-meccanici dei terreni individuati per ciascuno dei tre tratti omogenei, da utilizzare per il dimensionamento geotecnico e strutturale delle fondazioni delle opere d'arte.

In particolare, si riportano i valori delle seguenti grandezze:

- peso dell'unità di volume  $\gamma$ ;
- coesione non drenata  $C_u$ ;
- coesione effettiva  $c'$ ;
- angolo d'attrito effettivo  $\phi'$ ;
- modulo di Young dello scheletro solido  $E_{young}$ ;
- velocità delle onde di taglio  $V_s$ ;
- modulo di taglio  $G_0$ ;
- numero di colpi  $N_{SPT}$ ;
- resistenza all'attrito laterale  $f_s$ ;

Dall'esame del profilo geotecnico, non si sono osservate 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. In merito ai parametri di deformabilità, la relativa caratterizzazione è indicata più avanti nel capitolo riguardante la verifica dei cedimenti dei tratti in rilevato.

### 5.3.1 Parametri fisico-meccanici – Tratto I – Da Progressiva 0+000 m a Progressiva 5+500 m

		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$C_u$ [kPa]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$E_{young}$ [MPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$N_{SPT}$	$f_s$ (kPa)
Alluvioni ALF	min	17.6	55.7	22.9	18.6	1.5	264	131	4	19
	media	19.2	98.6	30.8	23.2	3.6	277	146	20	69
Alluvioni a grana grossa ALG	min	18	–	0	32	15.3	–	–	34	–
	media	19	–	0	37	21.7	–	–	46	–
Argille plioceniche Aa	min	14.8	75.0	34.3	24.0	3.2	426	350	6	0.2
	media	19.0	121.8	36.9	26.3	4.7	454	398	24	43
Argille plioceniche A	min	16.7	135.5	32.7	22.9	3.0	440	372	50	8.5
	media	19.3	245.8	37.8	27.0	6.0	559	626	>50	34

Ai fini della caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento, per ciascun terreno preso in esame, a un numero di verticali di indagine maggiore di 7.

### 5.3.2 Parametri fisico-meccanici – Tratto II – Da Progressiva 5+500 m a Progressiva 7+300 m

		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$C_u$ [kPa]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$E_{young}$ [MPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$N_{SPT}$	$f_s$ (kPa)
Alluvioni	min	18.1	47.9	33.1	21.0	2.1	194	70	4	–

ALF	media	18.4	118.5	35.2	24.4	6.4	196	71	12.7	–
Limo organico LO	min	19.2	90.1	36.1	24.3	2*	504	482	–	–
	media	19.4	144.0	36.1	27.4	4*	504	482	15	–
Trubi T	min	17.9	153°	30°	28°	9°	611	728	–	–
	media	18.5	300°	45°	30°	20°	611	728	–	–

\* I valori di  $E_{\text{young}}$  del Limo organico LO sono stati dedotti da dati di Letteratura, in quanto piú cautelativi rispetto a quelli ricavati con le indagini.

°° I valori dei parametri  $C_u$ ,  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $E_{\text{young}}$  dei Trubi T sono stati dedotti dai risultati delle indagini geotecniche condotte da ANAS nell'ambito dei Lavori di ammodernamento della SS640 Caltanissetta – Agrigento e da numerosi dati di Letteratura, tra i quali si cita lo Studio Geotecnico allegato al Piano di Bacino del Fiume Salso (Jappelli, 1980).

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni si è fatto riferimento ad un numero di verticali di indagine pari a 4 per le Alluvioni ALF e per i Trubi T e a 2 per il limo organico LO. Si fa osservare, inoltre, che il Limo organico LO interviene per spessori limitati rispetto agli altri terreni e quindi può ritenersi trascurabile.

### 5.3.3 Parametri fisico-meccanici – Tratto II – Da Progressiva 7+300 m a Progressiva 15+822 m

		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$C_u$ [kPa]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$E_{young}$ [MPa]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$N_{SPT}$	$f_s$ (kPa)
Colluvioni COL <sup>**</sup>	min	18.8	70	18	20	2	180	60	–	–
	media	19.2	180	30	24	9	320	200	–	–
Alluvioni ALF	min	16.3	45.1	18.5	20.5	2.2	186.0	64.0	5	1.9
	media	18.5	92.8	32.4	24.9	8.8	318.7	211.0	18.4	95.5
Limo organico LO	min	18.6	50 <sup>++</sup>	30 <sup>+</sup>	23 <sup>+</sup>	2 <sup>++</sup>	504 <sup>+</sup>	482 <sup>+</sup>	–	12.2
	media	19.2	150 <sup>++</sup>	35 <sup>+</sup>	26 <sup>+</sup>	4 <sup>++</sup>	504 <sup>+</sup>	482 <sup>+</sup>	–	51.4
Argille plioceniche Aa	min	18.1	123.6	34.3	22.0	3.1	268.0	133.0	–	0.3
	media	19.2	185.5	36.9	25.0	4.0	335.5	220.5	–	115.0
Argille plioceniche A	min	18.6	128.5	35 <sup>^</sup>	22 <sup>^</sup>	5.2	506.0	499.0	–	0.3
	media	19.5	268.7	38 <sup>^</sup>	26 <sup>^</sup>	7.3	560.0	608.7	–	119.7

\*\* I valori dei parametri geotecnici delle Colluvioni COL sono stati dedotti prevalentemente da dati di Letteratura, in quanto sono disponibili pochi dati di indagini. Si fa comunque osservare che i termini COL intervengono solo marginalmente e per spessori limitati.

<sup>+</sup> I valori dei parametri  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $V_s$ ,  $G_0$  del Limo organico LO sono stati ottenuti mediando i risultati di prove eseguite su campioni prelevati lungo il II ed il III tratto e dati di Letteratura.

<sup>++</sup> I valori dei parametri  $C_u$  e  $E_{young}$  del Limo organico LO sono stati dedotti da Letteratura, in quanto sono disponibili pochi dati di indagini.

<sup>^</sup> I valori dei parametri  $c'$ ,  $\phi'$  delle Argille plioceniche A sono stati ottenuti mediando i risultati di prove eseguite su campioni prelevati lungo il I tratto e il III tratto e da dati di Letteratura.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni si è fatto riferimento ad un numero di verticali di indagine maggiore di 7 per le Alluvioni ALF e per argille Aa e A.

## 5.4 Caratterizzazione sismica dei terreni

La caratterizzazione sismica dei terreni è stata sviluppata nella Relazione Sismica T00GE00GEORE02, alla quale si rimanda per i dettagli.

Nella tabella che segue si riportano per ciascun tratto omogeneo individuato, la categoria di suolo e il valore della velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{seq}$ .

I valori dei parametri sismici sono riportati nelle tavole T00GE00GETFG\_01 ÷ 15 che illustrano il profilo geotecnico.

Progressiva	Indagine di riferimento	Categoria di suolo	$V_{seq}$ [m/s]
0+000 – 0+500	S01-DH – Viadotto Burgio	B	450
0+500 – 0+960	S03-DH – Viadotto Burgio	B	368
0+960 – 3+180	S07-DH – Viadotto Comunelli	B	392
3+180 – 5+500	S10-DH – Imbocco Galleria artificiale Poggio Vipera	B	468
5+500 – 6+380	S14-DH – Cavalcavia n°3	B	441
6+380 – 7+300	S16-DH – Spalla destra Viadotto Roccazzelle	B	442
7+300 – 9+070	S20-DH – Spalla sinistra Sottopasso ferroviario	B	383
9+070 – 10+200	S23-DH – Spalla sinistra Viadotto Gattano	B	431
10+200 – 11+300	S16-DH – Spalla destra Viadotto Roccazzelle ***	B	442
11+300 – 12+900	S10-DH – Imbocco Galleria artificiale Poggio Vipera ***	B	468
12+900 – 14+280	S34-DH – Cavalcavia n°6	B	486
14+280 – 15+822	S36-DH – Rampa in prossimità del tombino	B	389

S.S. 626 della “Valle del Salso” Lotti 7° e 8° completamento della  
Tangenziale di Gela



PA83

*Relazione Geotecnica*

\*\*\* In assenza di prove Down-Hole sono stati attribuiti Classe di suolo e velocità delle onde di taglio equivalente  $V_{eq}$  ricavate da indagini eseguite in altre zone del tracciato caratterizzate da terreni simili a quelli dei tratti in esame.

## 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\_01 ÷ 15 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 indisturbati e di eventuali piezometri a tubo aperto o celle di Casagrande installati.

Lungo il profilo è anche indicata la posizione delle prove CPTu e delle indagini sismiche.

In apposite fincature, oltre ai dati geometrici, sono riportati i valori dei parametri geotecnici di progetto, il valore dei moduli di deformazione  $M_{d1}$ ,  $M_{d2}$  ricavati dalle prove di carico su piastra eseguite all'interno dei pozzetti, la categoria di suolo ed i valori della velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{seq}$  e dei parametri sismici.

Nel seguito si illustrano i rapporti tra le opere ed i terreni con riferimento ai viadotti, ai rilevati, alla galleria Poggio Vipera e

ai tratti in trincea i cui scavi sono contenuti tra paratie di sostegno.

## 6.1 Viadotti

---

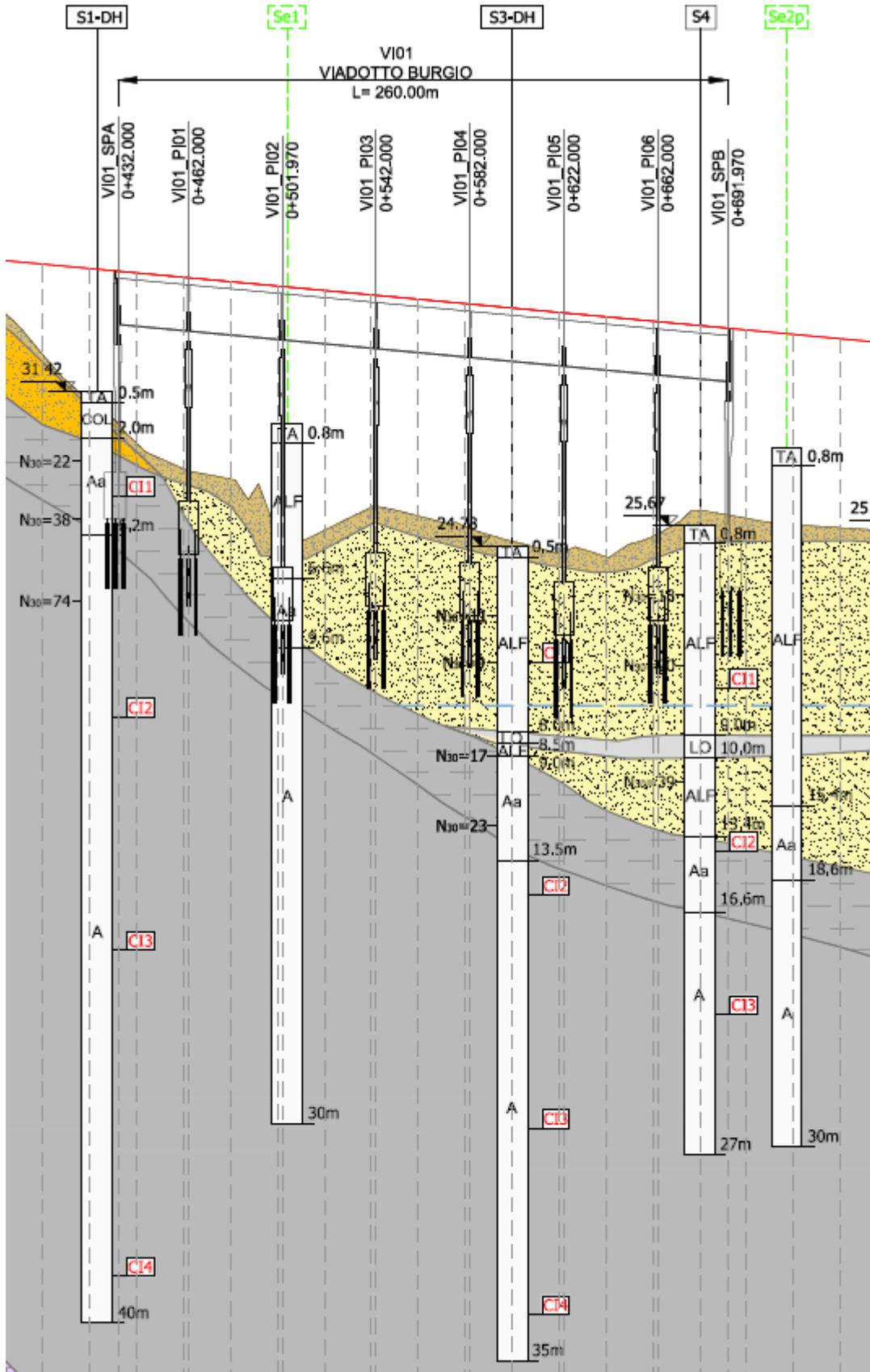
I rapporti che intercorrono tra i viadotti in progetto ed i terreni di fondazione, illustrati nel seguito distinti per opera, sono stati ricostruiti sulla base dei sondaggi e dei rilievi di superficie effettuati nel corso dei sopralluoghi.

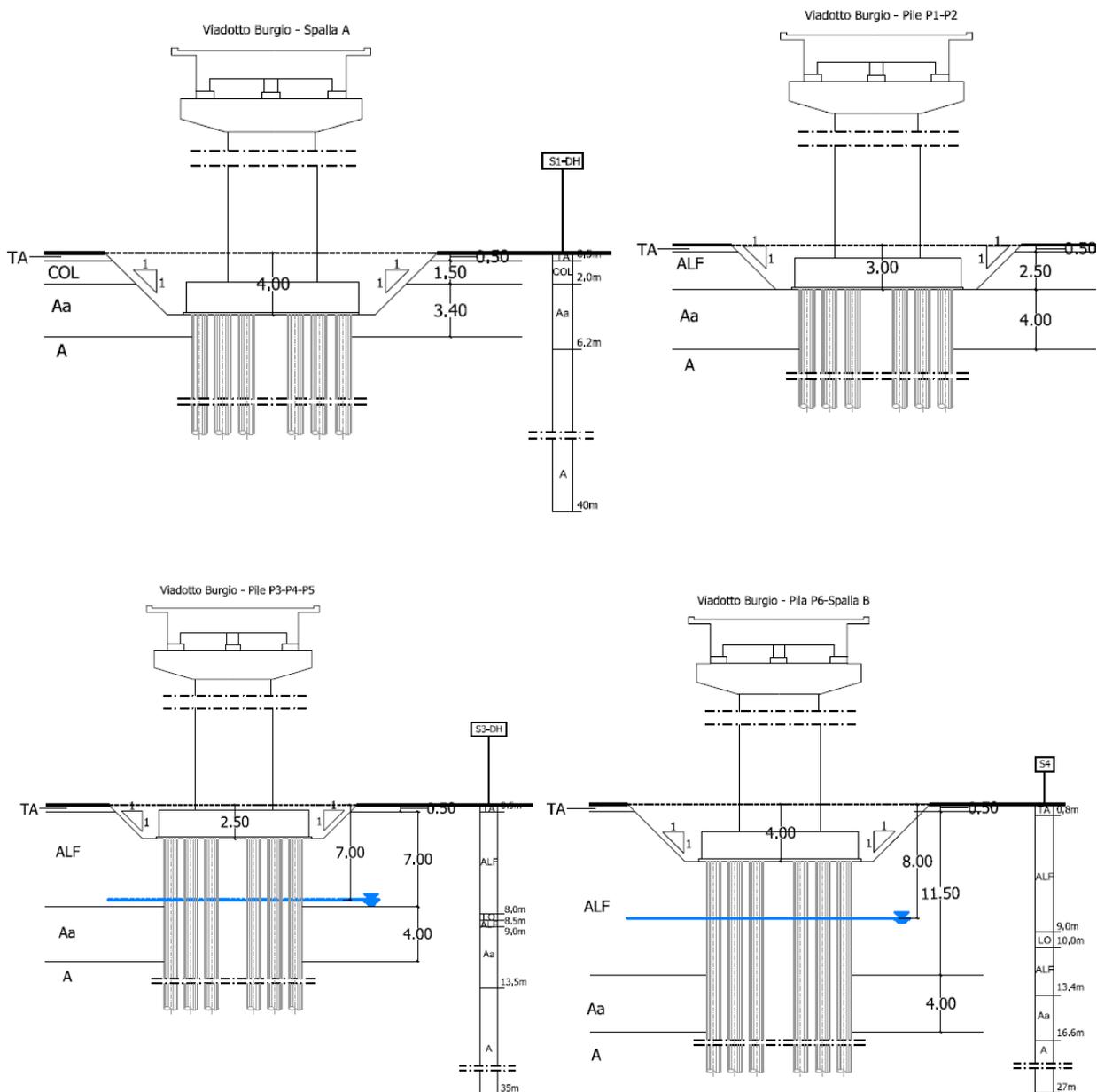
Gli schemi riportati sono da ritenersi puramente indicativi in termini di dimensioni geometriche delle opere e lunghezza dei pali di fondazione al di sotto delle pile, posizione della falda in caso di falda a quota variabile. In tutti gli schemi, per semplicità, è stato sempre considerato uno spessore di terreno agrario o di riporto (TA) pari a 0,5 m. Per la lunghezza dei pali di fondazione si rimanda agli elaborati specifici di ciascun viadotto.

### 6.1.1 Viadotto Burgio

I terreni di fondazione sono stati indagati con i sondaggi S1-DH, Se1, S3-DH, S4, Se2p.

I rapporti che intercorrono tra il viadotto Burgio e i terreni di fondazione sono illustrati nello stralcio del profilo geotecnico e negli schemi relativi a sezioni trasversali significative riportati nelle figure che seguono.



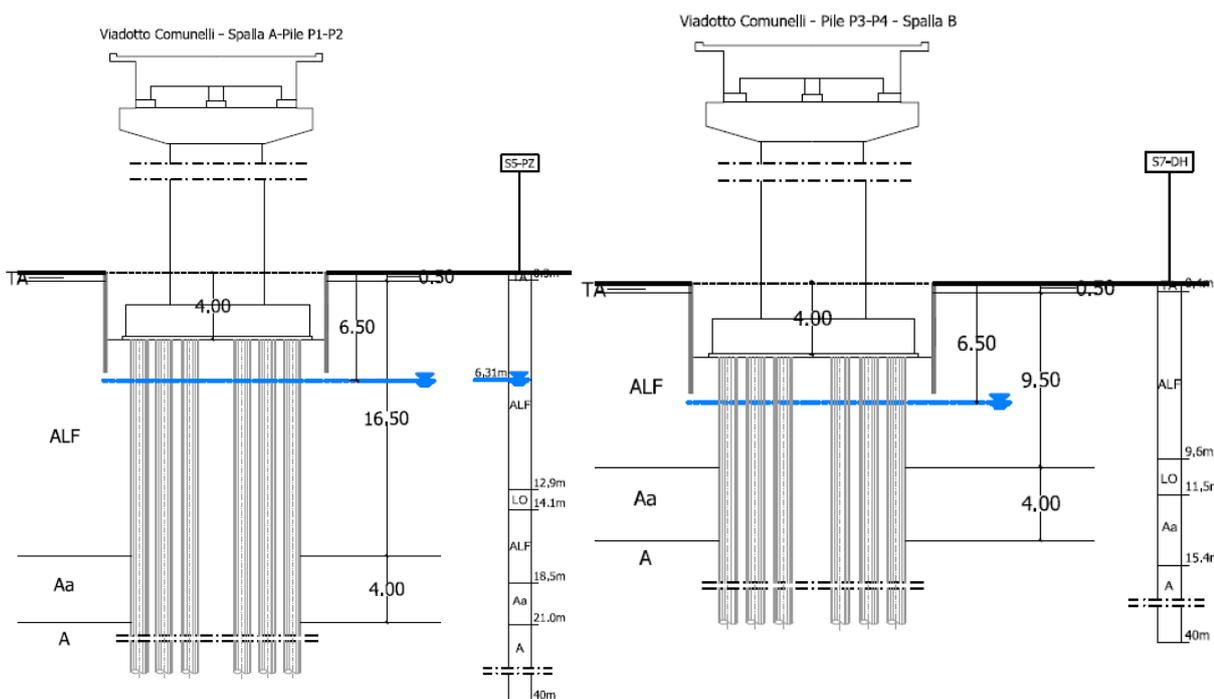


La spalla A sarà fondata sulle argille di base A, che si presentano alterate (Aa) nei primi 3–4 m. Le pile e la spalla B poggeranno sulle alluvioni ALF, che insistono sulle argille di base alterate Aa ed il cui spessore aumenta progressivamente spostandosi verso la spalla B. All'interno dei terreni alluvionali si rinvengono lenti di limo organico LO di limitato spessore (circa

1 m). Lo studio geologico segnala la presenza di falda a partire dalla pila P3.

### 6.1.2 Viadotto Comunelli

I terreni di fondazione sono stati indagati con i sondaggi S5-PZ, Se3p, S6, S7-DH. I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati negli schemi relativi a sezioni trasversali significative, riportati nelle successive figure.

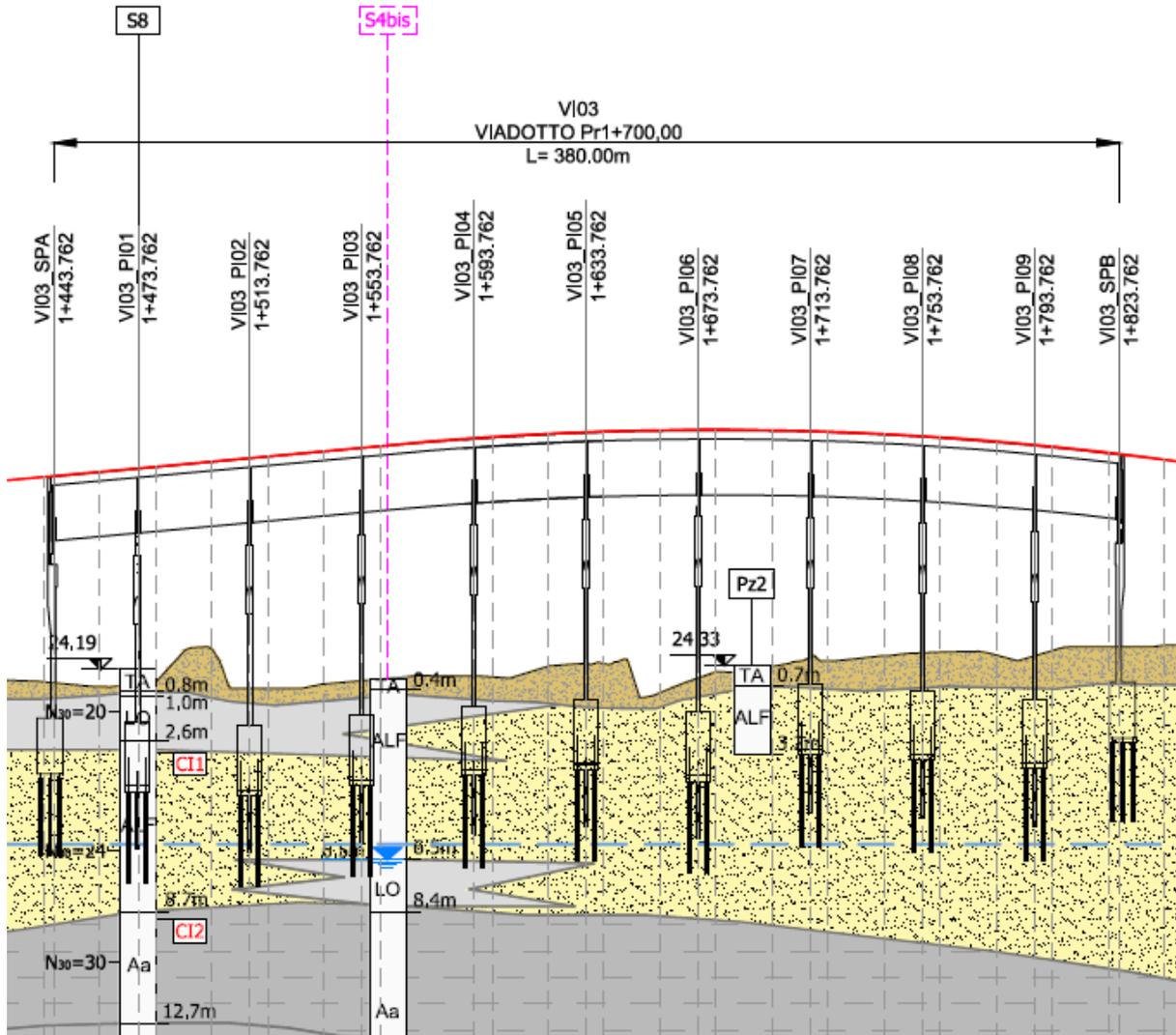


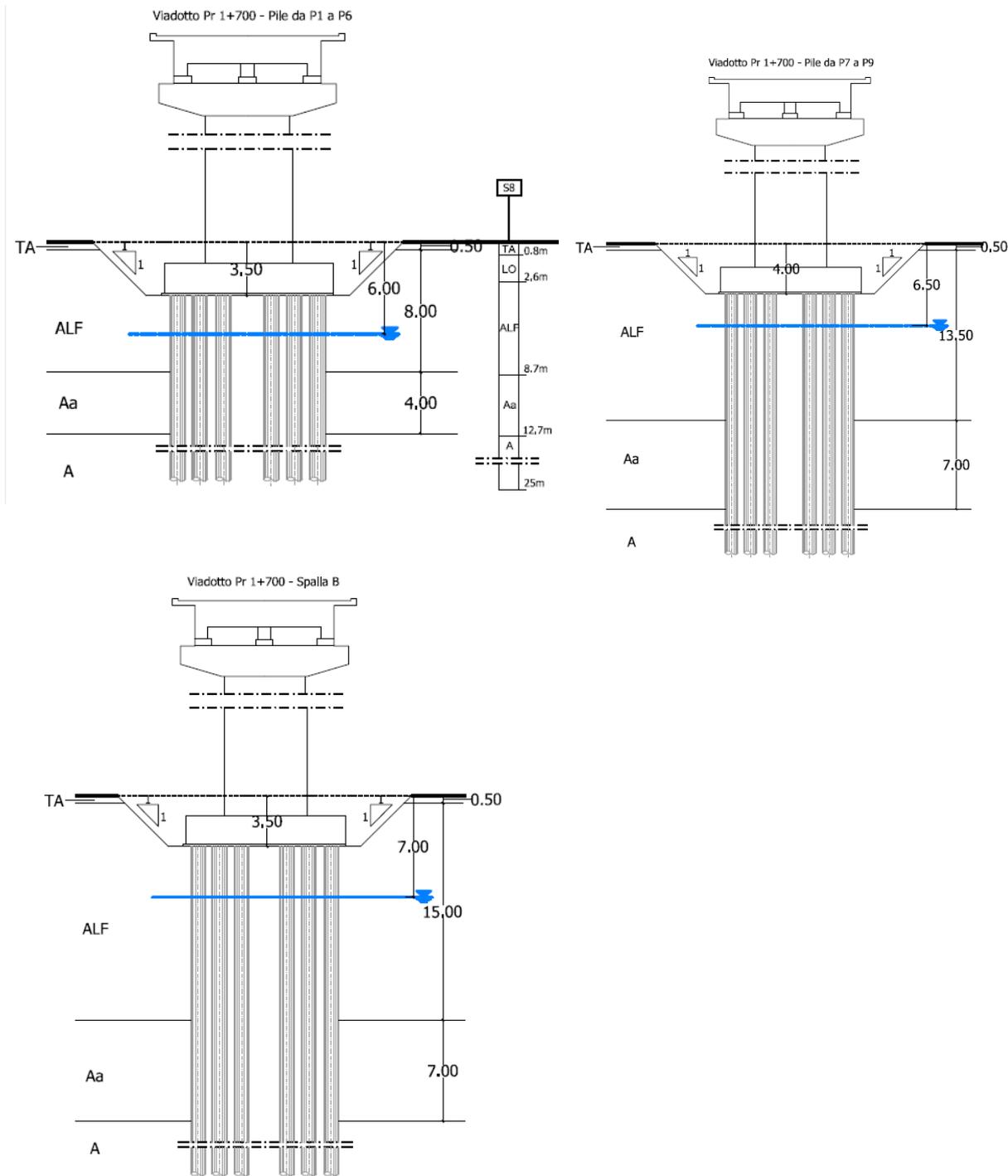
Le spalle e le pile del viadotto ricadono sulle alluvioni ALF, che presentano un valore progressivamente decrescente a partire dalla spalla A e dalla pila P1, dove si osservano spessori fino a circa 13 m, per passare a circa 6 superata la pile P3. All'interno dei terreni ALF sono presenti lenti di limo organico LO di spessore limitato (1-2 m circa). Anche in questo caso il substrato è costituito di argille plioceniche A, alterate in

superficie per spessori di 4 m circa. La falda si attesta ad una profondità di 6,0–6,5 m dal p.c.. La presenza del torrente Comunelli comporta l'adozione di palancole per l'apertura degli scavi.

### *6.1.3 Viadotto Pr 1+700*

I terreni di fondazione sono stati indagati con i sondaggi S8 e S4bis. I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati nello stralcio del profilo geotecnico e nelle sezioni trasversali, riportati nelle figure che seguono.



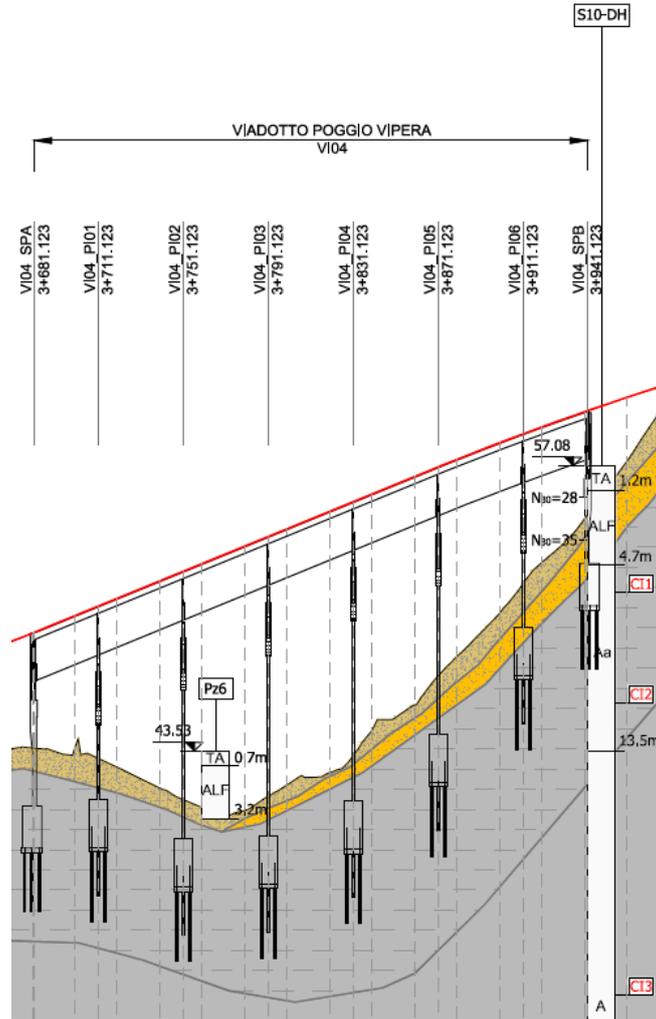


Le fondazioni delle pile e delle spalle poggiano sulle alluvioni ALF, che assumono uno spessore di circa 5 m fino alla pila P6, per aumentare, attestandosi intorno a 12 m in corrispondenza della spalla B. Sono presenti lenti di limo

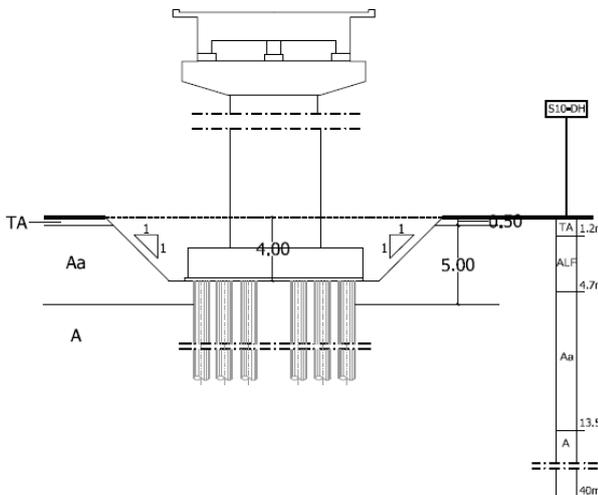
organico LO nel tratto iniziale, al di sopra dei terreni alluvionali e piú avanti alla base degli stessi, per spessori che comunque non superano 2 m circa. Il sub-strato è costituito di argille A, alterate (Aa) nella parte superiore per spessori di 4–7 m. La profondità della falda varia da 6,0 m a 7,0 m dal al p.c..

#### *6.1.4 Viadotto Poggio Vipera*

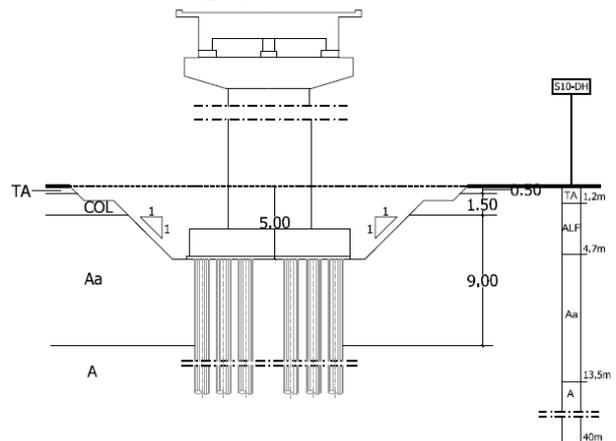
I terreni di fondazione sono stati indagati con il sondaggio S10–DH. I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati nello stralcio del profilo geotecnico e nelle sezioni trasversali riportati nelle figure che seguono.



Viadotto Poggio Vipera - Spalla A - Pile P1-P2-P3



Viadotto Poggio Vipera - Pile P4-P5-P6 - Spalla B

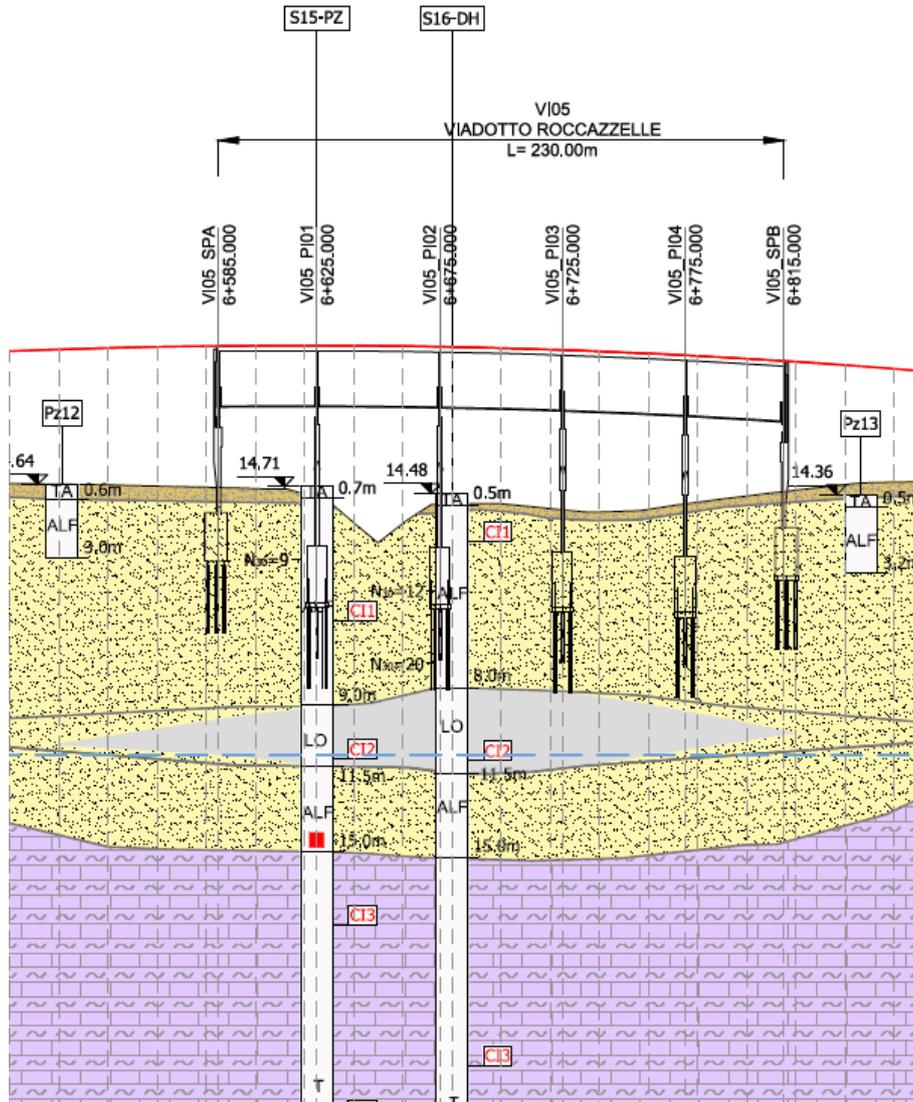


I plinti di base del viadotto Poggio Vipera insisteranno sulla parte alterata Aa delle argille plioceniche, che assume spessori variabili tra 1,5 m e 6 m al di sotto delle fondazioni. Non è segnalata presenza di falda.

### *6.1.5 Roccazzelle*

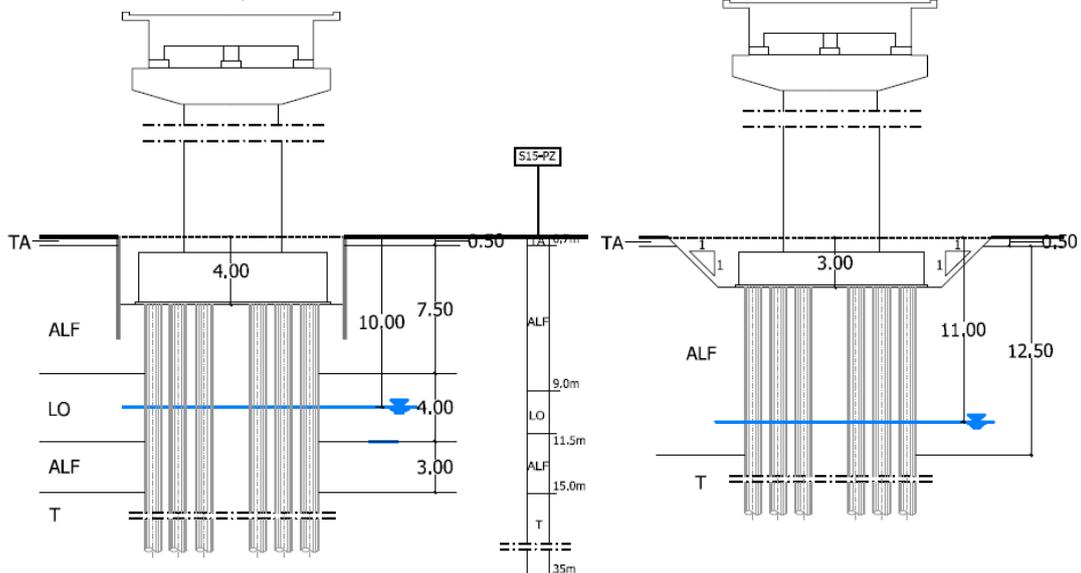
I terreni di fondazione del viadotto Roccazzelle sono stati indagati con i sondaggi S15–PZ e S16–DH.

I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati nello stralcio di profilo geotecnico e negli schemi relativi a sezioni trasversali significative, riportati nelle figure che seguono.



Viadotto Roccazzelle - Spalla A-Pile da P1 a P4

Viadotto Roccazzelle - Spalla B

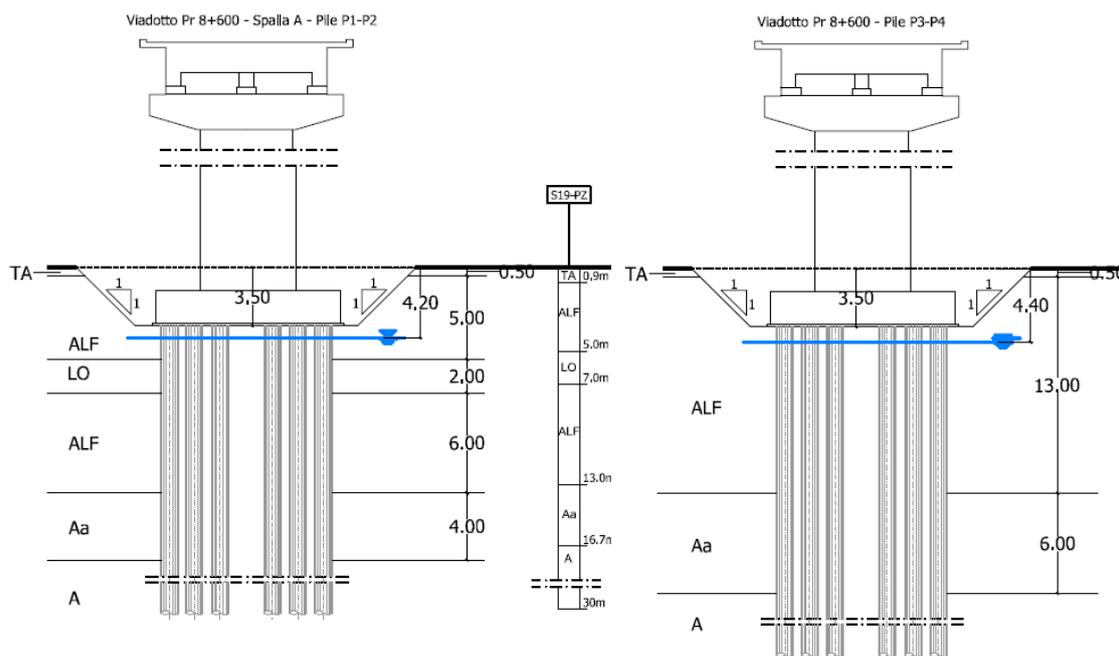


Il viadotto Roccazzelle ricade sulle alluvioni ALF, che in quest'area ricoprono la formazione dei Trubi T. Al di sotto delle fondazioni le alluvioni assumono spessori fino a circa 10 m e presentano nella parte centrale del viadotto un livello di limo organico LO, che raggiunge spessori dell'ordine di 3 m e che si assottiglia spostandosi verso le spalle. La falda si attesta ad una profondità di 10–11 m dal piano di campagna.

La presenza del Rio Roccazzelle comporta l'adozione di palancole per l'apertura degli scavi delle pile e della spalla A.

### 6.1.6 Viadotto Pr 8+600

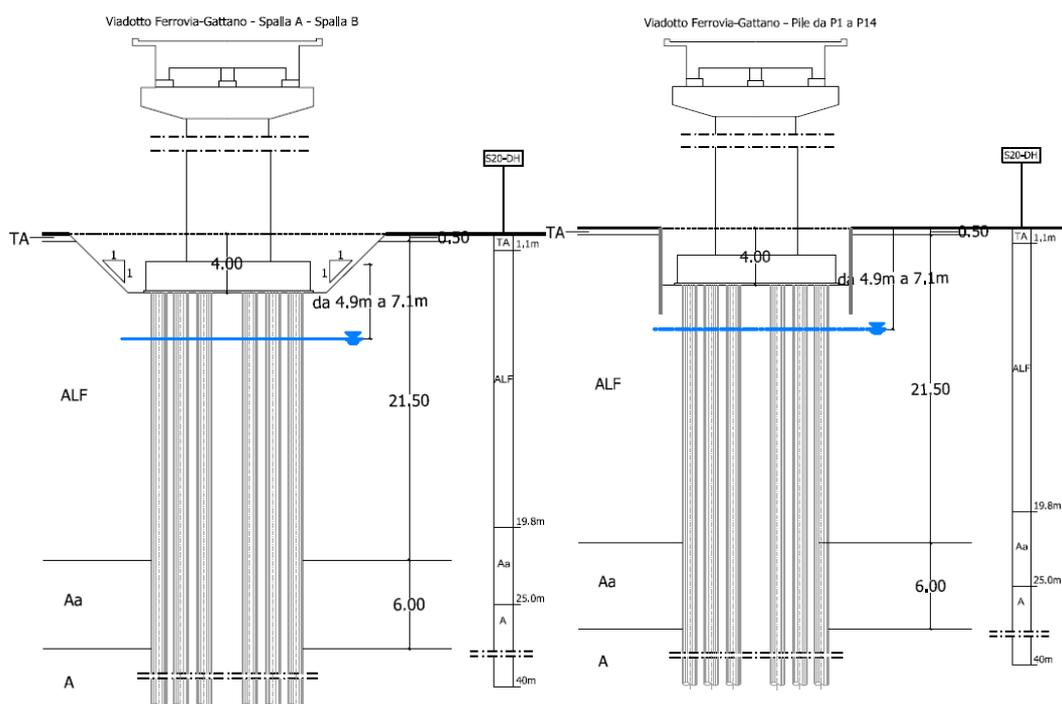
I terreni di fondazione sono stati indagati con il sondaggio S19-PZ. I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati negli schemi relativi a sezioni trasversali significative, riportati nelle figure che seguono.

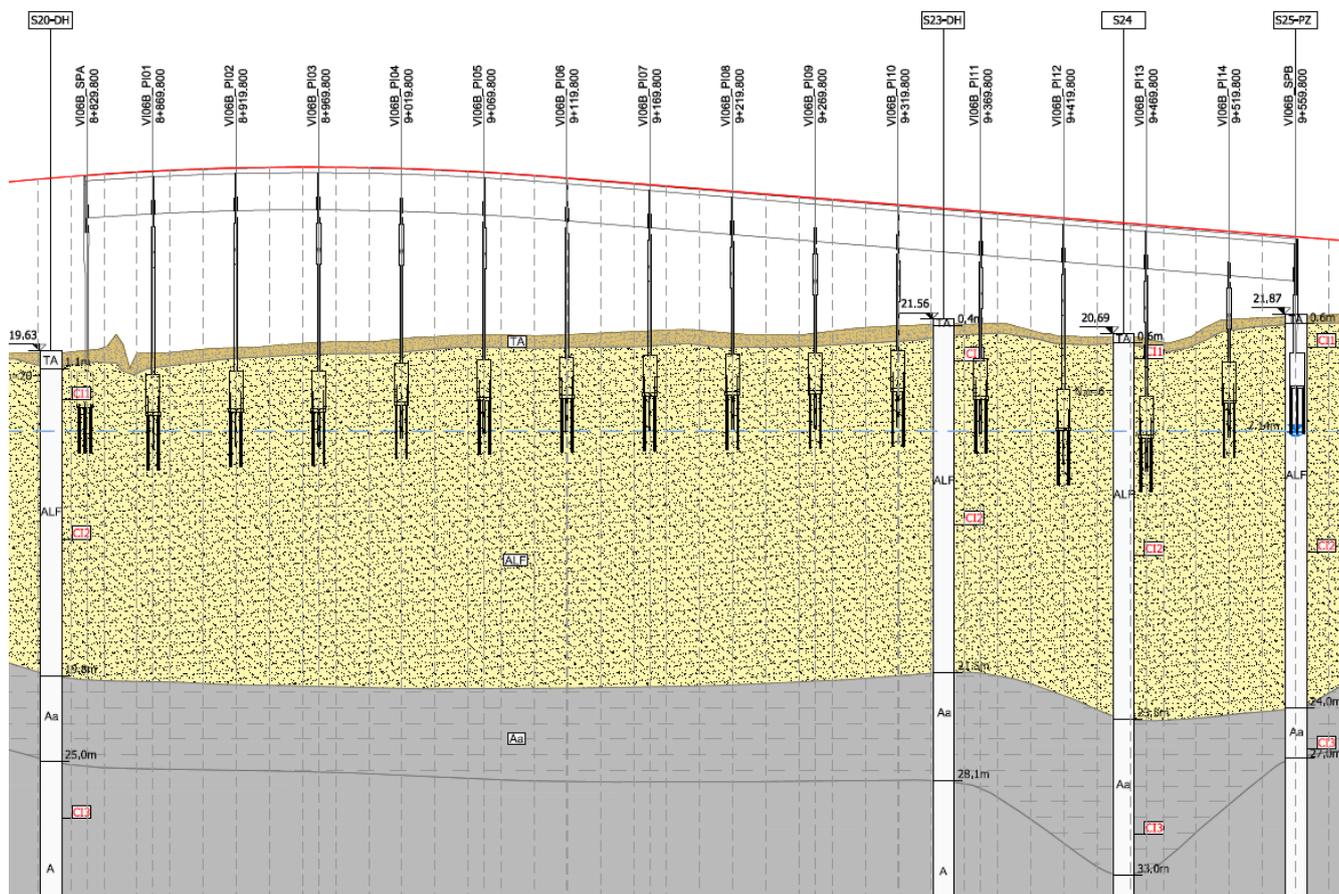


La spalla A e le pile P1 e P2 insistono sulle alluvioni ALF, che sono intercalate da un livello di limo organico LO continuo ad una profondità di circa 5 m dal p.c. e per uno spessore di circa 2 m. In questa zona le alluvioni ALF si spingono fino a una profondità di circa 10 m dalla base dei plinti di fondazione, a copertura delle argille di base alterate Aa, di spessore 4 m. Nel tratto successivo le pile poggiano sulle alluvioni ALF, il cui spessore complessivo è pari a circa 13 m. La falda si rinviene a una profondità di 4,2–4,4 m dal p.c..

### 6.1.7 Viadotto Ferrovia-Gattano

I terreni di fondazione sono stati indagati con i sondaggi S20-DH, S23-DH, S24, S25-PZ I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati nelle sezioni trasversali e nello stralcio del profilo geotecnico, riportati nelle successive figure.

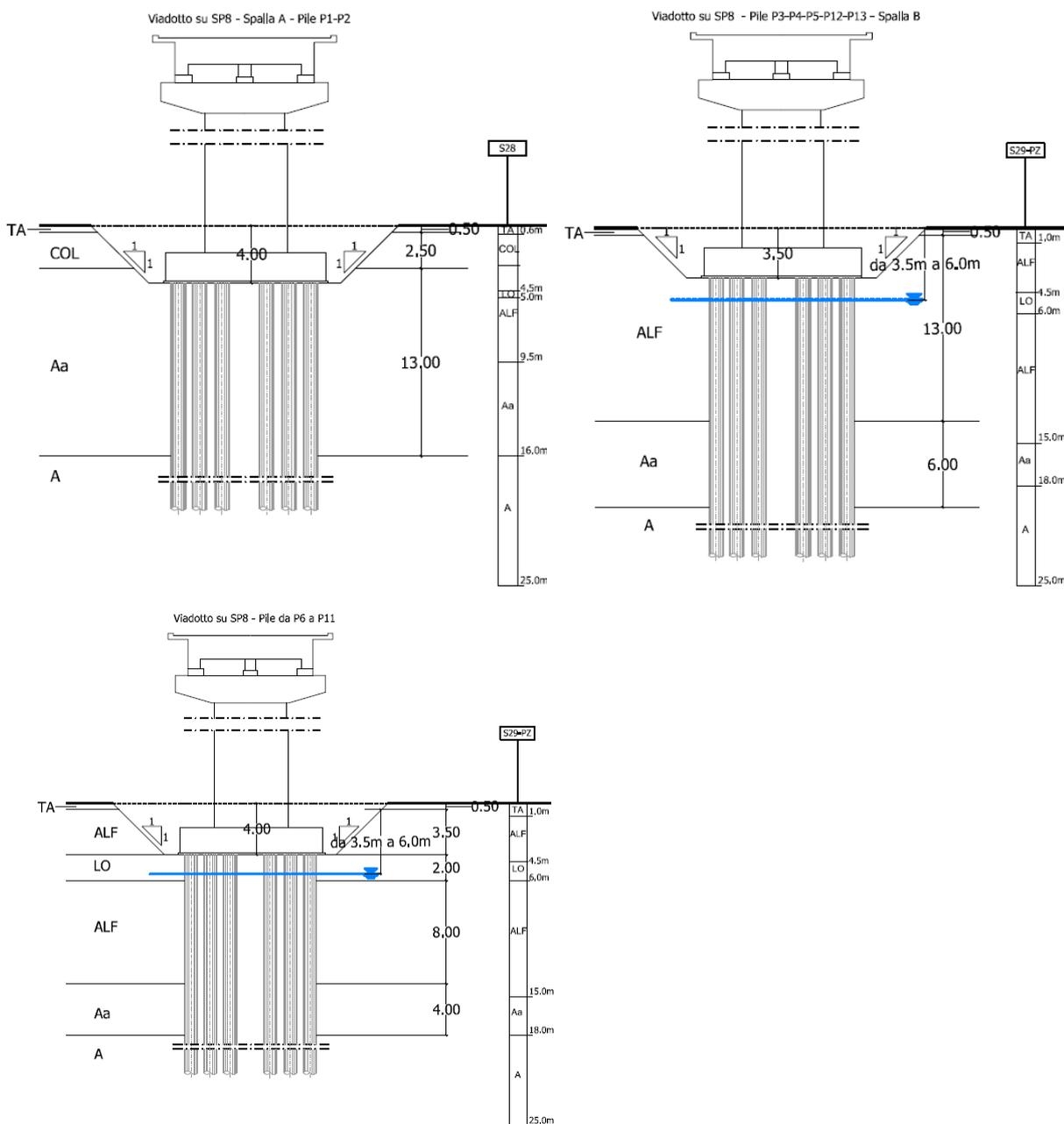




Le pile del viadotto Ferrovia–Gattano poggiano sulle alluvioni ALF, che assumono al di sotto del piano di posa uno spessore all’incirca costante (18 m), per aumentare leggermente all’altezza della pila P13. Anche le sottostanti argille alterate Aa hanno spessore costante (6 m), per aumentare in corrispondenza della medesima pila P13 fino a circa 10 m. La falda oscilla tra 5 m e 7 m di profondità dal piano di campagna.

### 6.1.8 Viadotto su SP8

I terreni di fondazione della viadotto che sovrappassa la SP8 sono stati indagati con i sondaggi S28 e S29-PZ. I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati nelle sezioni trasversali riportate nelle figure che seguono.



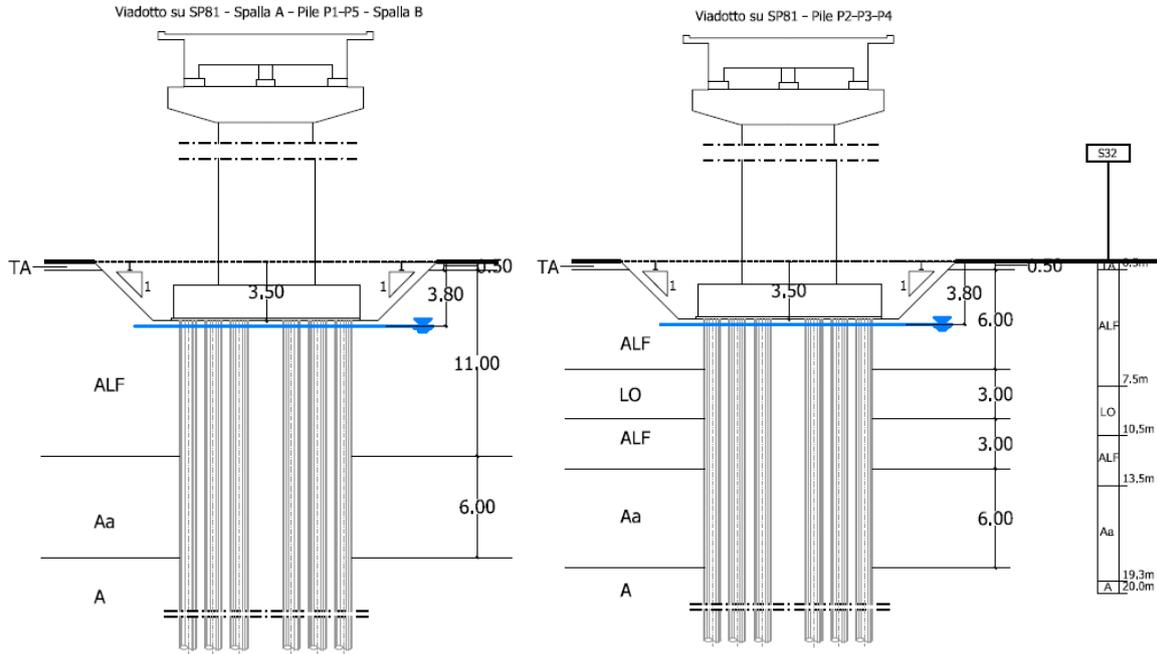
Nel tratto iniziale, fino alla pila P2, le fondazioni del viadotto poggiano sulle argille alterate Aa, che assumono uno spessore

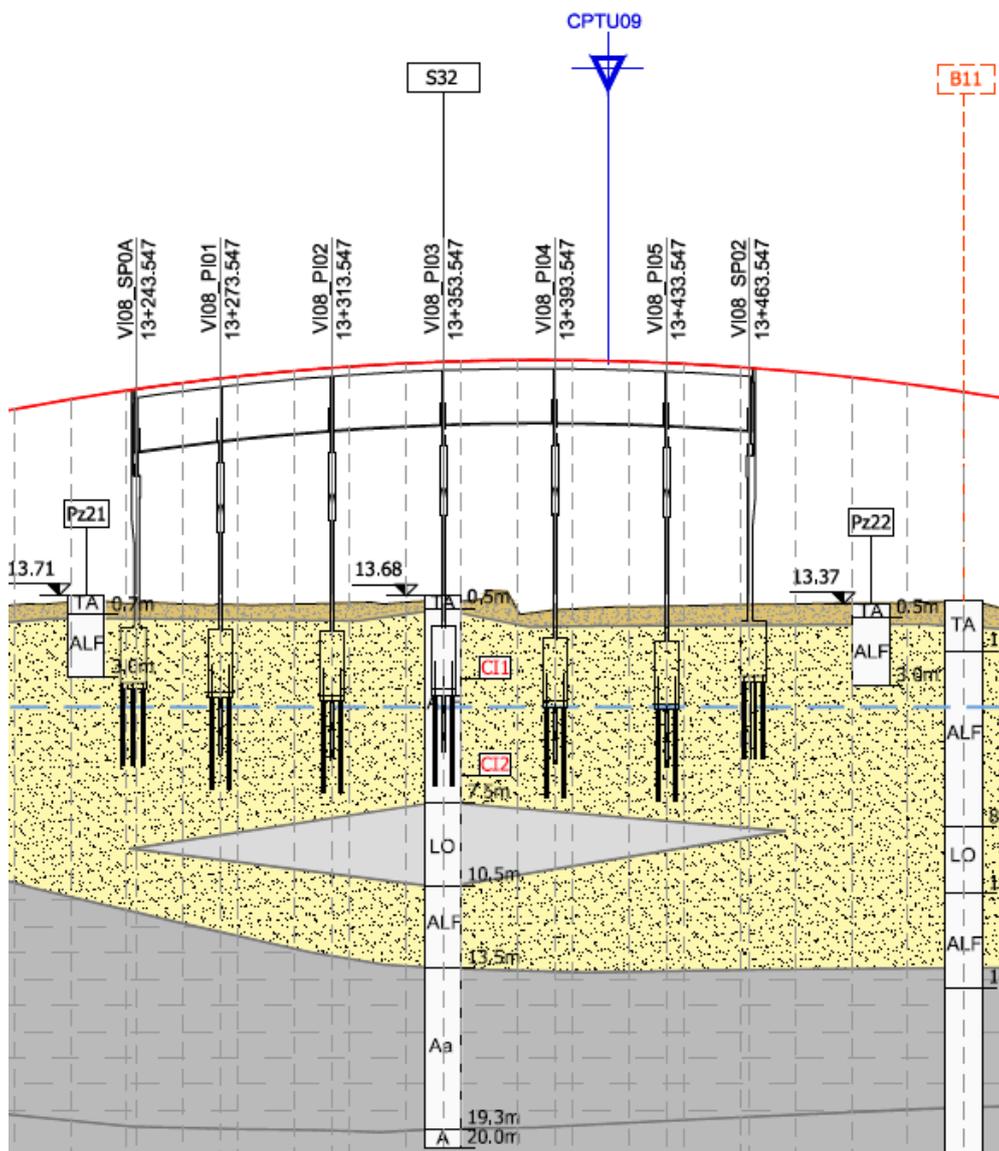
di 13 m. Più avanti i plinti di fondazione insistono sulle alluvioni ALF, all'interno delle quali si rinviene una lente di limo organico L0 di spessore limitato (2 m). Le alluvioni hanno spessore crescente fino alla pila P10 (circa 15 m), per diminuire gradualmente avvicinandosi alla spalla B. Le sottostanti argille alterate Aa hanno spessore dapprima decrescente, da 13 m a 4 m circa, per aumentare in prossimità della spalla B. La falda oscilla tra 3,5 m e 6,5 m dal p.c..

#### *6.1.9 Viadotto su SP81*

I terreni di fondazione del viadotto che scavalca la SP81 sono stati indagati con i sondaggi S32 e B11. Nell'area è stata anche eseguita la prova CPTu09.

I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati nelle sezioni trasversali e nello stralcio del profilo geotecnico riportati nelle successive figure.





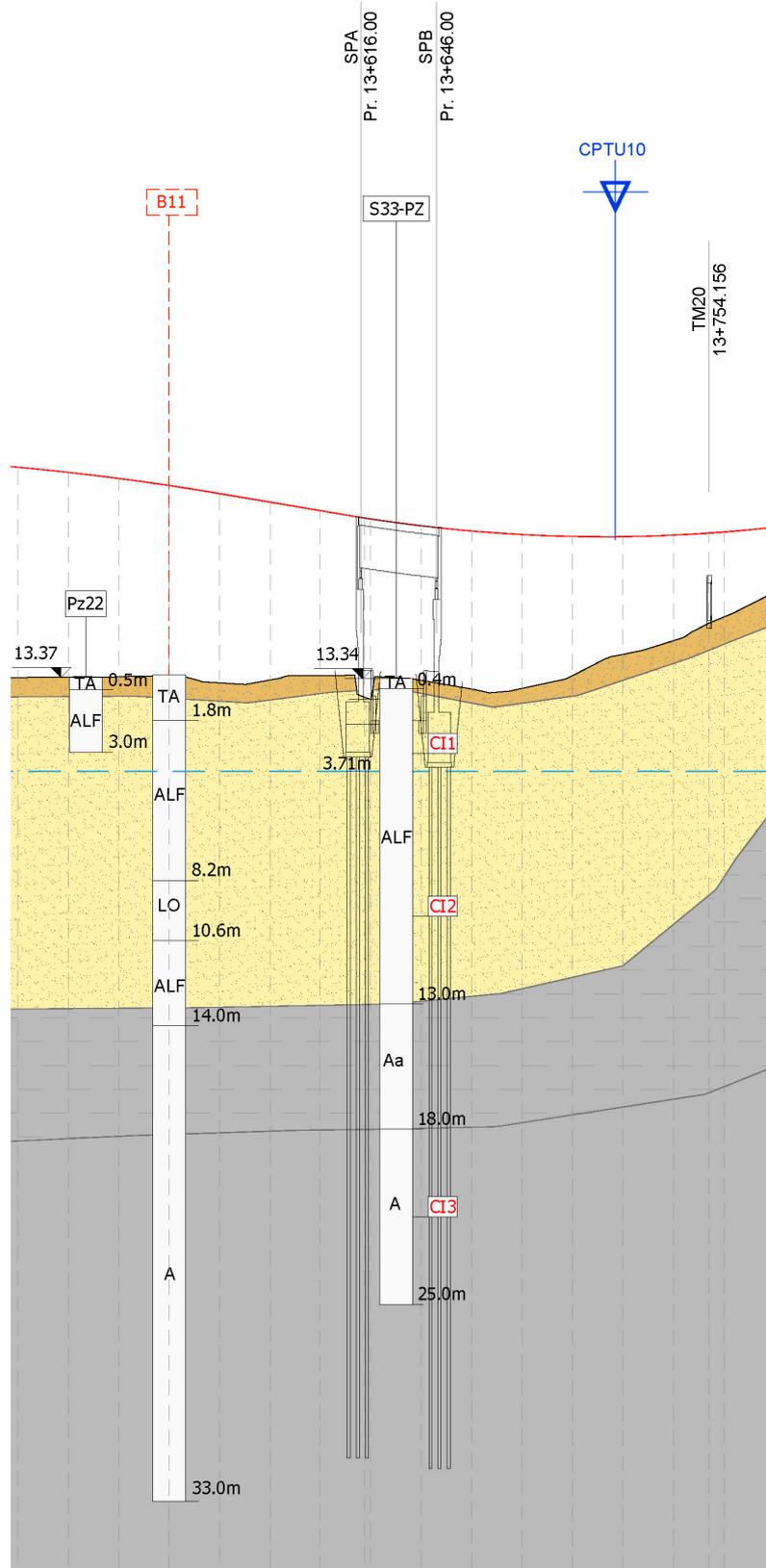
Le fondazioni delle pile e delle spalle ricadono sui terreni alluvionali, che aumentano di spessore procedendo verso il centro del viadotto, fino ad un massimo di circa 7 m. Nel tratto successivo il banco alluvionale mantiene spessore all'incirca costante. Il profilo geotecnico evidenzia un livello di limo organico LO all'interno delle alluvioni ALF nella parte centrale del viadotto, che raggiunge uno spessore dell'ordine di 3 m e che si assottiglia spostandosi verso le spalle. Le

sottostanti argille alterate Aa hanno spessore decrescente muovendosi verso la parte centrale, dove si attestano intorno ad un valore di circa 6 m, per poi decrescere ulteriormente in direzione della spalla B. La falda si rinviene a profondità di 3,0 m dal piano di campagna.

#### *6.1.10 Ponte Solera*

I terreni di fondazione del ponte Solera sono stati indagati con il sondaggio S33-PZ. Nell'area è stata anche eseguita anche la prova CPTu10.

I rapporti tra l'opera ed i terreni sono illustrati nello schema che segue.

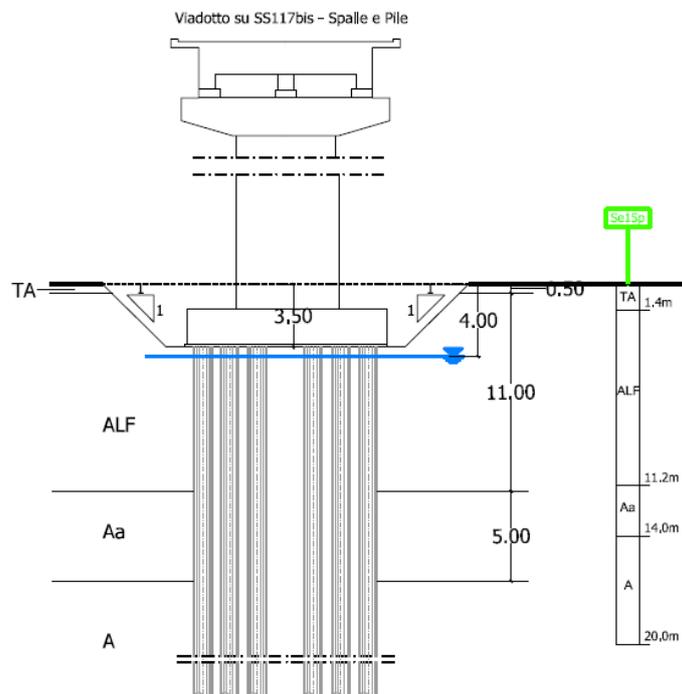


Le fondazioni delle pile ricadono sui terreni alluvionali, fino ad una profondità di circa 13 m. Si riconosce, al di sotto delle alluvioni, uno strato di argille alterate Aa per uno spessore massimo di 5 m a ricoprimento delle argille A. La falda si rinviene a profondità approssimativamente di 4,0 m dal piano di campagna.

### 6.1.11 Viadotto su SS117bis

I terreni di fondazione del viadotto che sovrappassa la Statale SS117bis sono stati indagati con i sondaggi Se15p, NS14 e S36–DH. Nell’area è stata anche eseguita la prova CPTu12.

I rapporti tra l’opera ed i terreni sono illustrati nello schema che segue.



Le pile e le spalle saranno fondate sulle alluvioni ALF che assumono spessore all'incirca costante (7 m). Le sottostanti argille alterate Aa hanno spessore medio di 7 m. LA falda si attesta ad una profondità di 4 m dal p.c..

## 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 varie campagne di indagini in sito ed è riportata in dettaglio nelle tavole T00GE00GETFG\_01 ÷ 15 del Profilo Geotecnico allegate al Progetto.

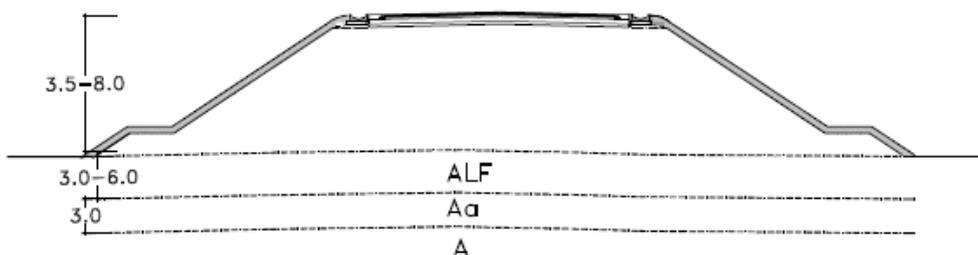
Sono state individuate due situazioni tipiche, che coincidono con i tratti omogenei descritti nel Capitolo 5. La prima si riferisce ai rilevati presenti lungo i tratti I (da Pr. 0+000 a pr. 5+500) e III (da pr. 7-300 a fine tracciato). Il secondo caso prende in esame il tratto intermedio.

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 i rilevati poggiano direttamente sui terreni alluvionali.

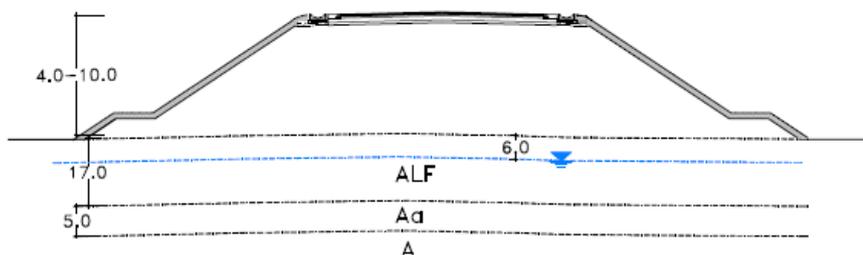
6.2.1 Tratto I da Progressiva 0+000 a Progressiva 5+500 – Tratto III da Progressiva 7+300 a Progressiva 15+722

La successione tipica dei terreni di fondazione dei rilevati presenti lungo i tratti I e III può essere descritta e rappresentata da "alluvioni a grana fina e alluvioni terrazzate ALF" a copertura della "formazione argillosa pliocenica Aa", che costituisce la parte alterata delle argille di base A. Negli schemi che seguono sono illustrate le situazioni più significative.

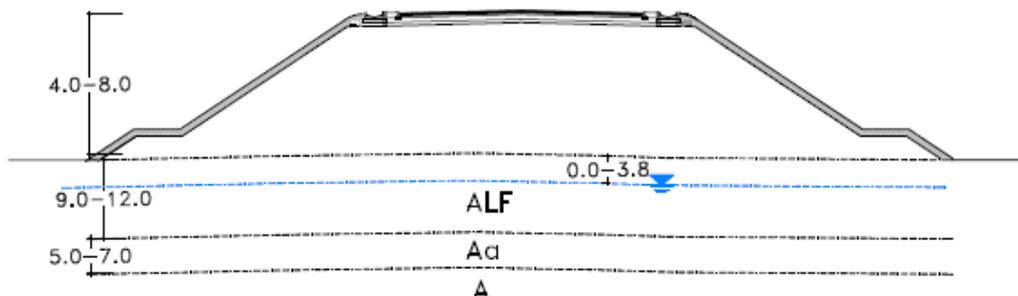
da pr 0+340 a pr 0+430  
 da pr 3+000 a pr 3+360  
 da pr 11+440 a pr 11+820



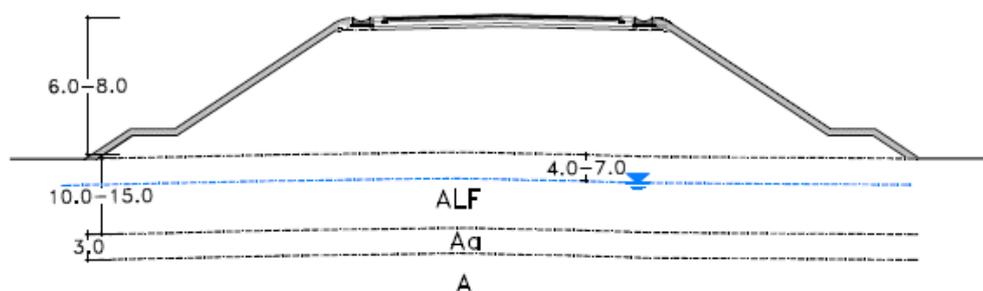
da pr 8+680 (spalla B Viadotto Pr 8+600) a pr 8+830 (spalla A Viadotto Ferrovia-Gattano)  
 da pr 9+560 (spalla B Viadotto Ferrovia-Gattano) a pr 9+900.



da pr 9+900 a pr 10+300  
 da pr 12+900 a pr 13+240 (spalla A Viadotto su SP81)  
 da pr 13+460 (spalla B Viadotto su SP81) a pr 13+840



da pr 0+690 (spalla B Viadotto Burgio) a pr 0+960 (spalla A Viadotto Comunelli)  
 da pr 14+900 a pr 14+980 (spalla A Viadotto su SS117bis)



In particolare, il livello dei terreni alluvionali ALF assume spessori che da 3-6 m possono aumentare fino ad un valore massimo dell'ordine di 17 m. Le sottostanti argille Aa hanno uno spessore compreso tra 3 m e 7 m circa.

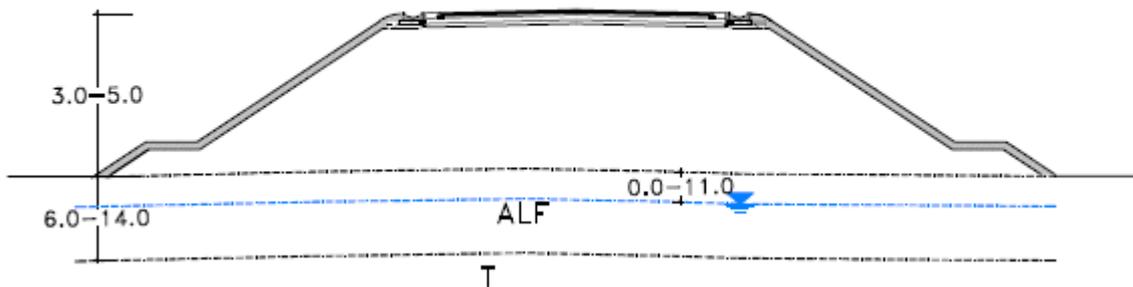
La falda oscilla tra il piano di campagna e una profondità massima di circa 7 m, mentre in alcuni casi non se ne ha evidenza.

### 6.2.2 Tratto II da Progressiva 5+500 a Progressiva 7+300

Come si osserva nello schema riportato sotto, in corrispondenza del Tratto II le alluvioni a grana fina e terrazzate ALF assumono spessori che da un minimo di 6 m possono

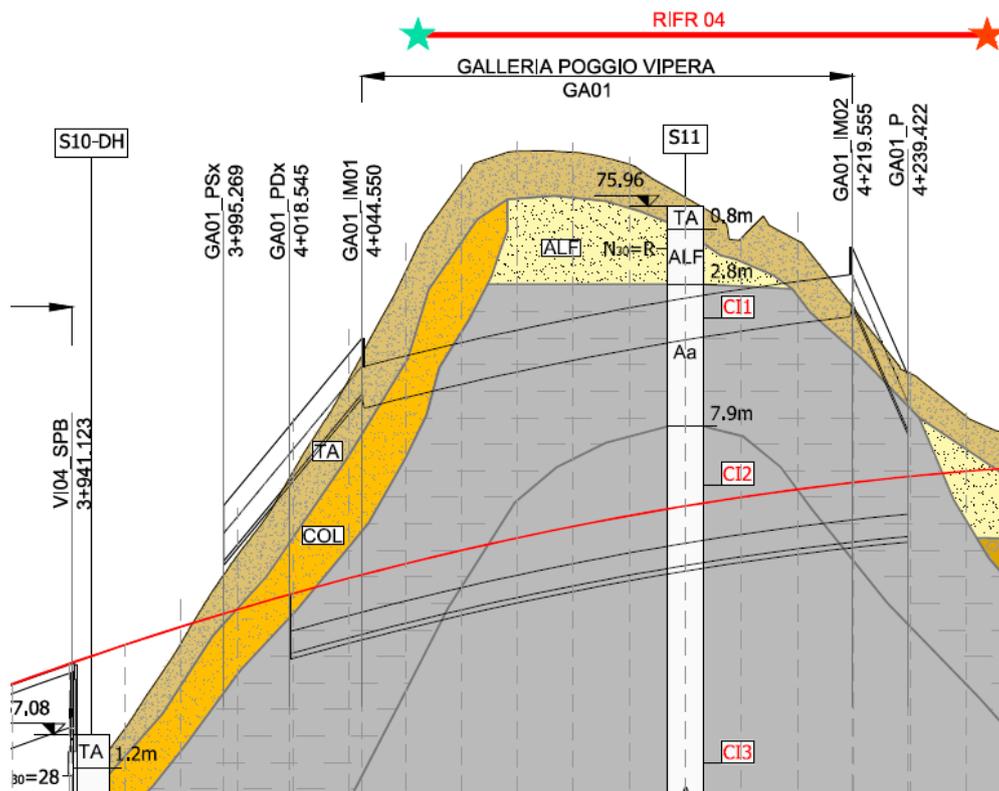
spingersi fino a valori massimi dell'ordine di 14 m. Lungo l'intero tratto in esame le alluvioni sono sempre a copertura delle marne argillose e argille marnose (Trubi T).

da pr 5+700 a pr 6+300  
da pr 6+810 (spalla B Viadotto Roccazzelle) a pr 6+900



### 6.3 Galleria Poggio Vipera

In corrispondenza di Poggio Vipera è previsto lo scavo dell'omonima galleria. La ricostruzione dei rapporti tra l'opera e i terreni si è basata sull'esito dei rilievi geologici, sull'esame dei sondaggi S10-DH e S11 e sui risultati dello stendimento sismico a rifrazione RIFR04.



Superato il terreno agrario, gli scavi interesseranno le colluvioni COL affioranti lungo le pendici della collina, le alluvioni ALF presenti sulla sommità e le argille pliocene Aa e A.

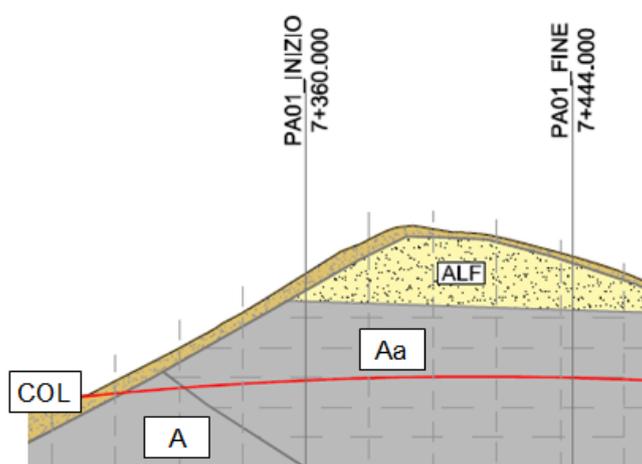
Non è segnalata presenza di falda.

#### 6.4 Trattati in trincea tra paratie di sostegno

Lungo i tratti di viabilità in trincea dove gli scavi raggiungono la massima profondità, è prevista la realizzazione di paratie di pali di c.a.  $\phi 1200$  mm disposti ad interasse  $i = 1,40$  m per garantire la stabilità a breve termine e lungo termine delle opere. Nel seguito si descrivono i rapporti che intercorrono tra i terreni e le opere lungo i tratti interessati.

### 6.4.1 Opera PA01

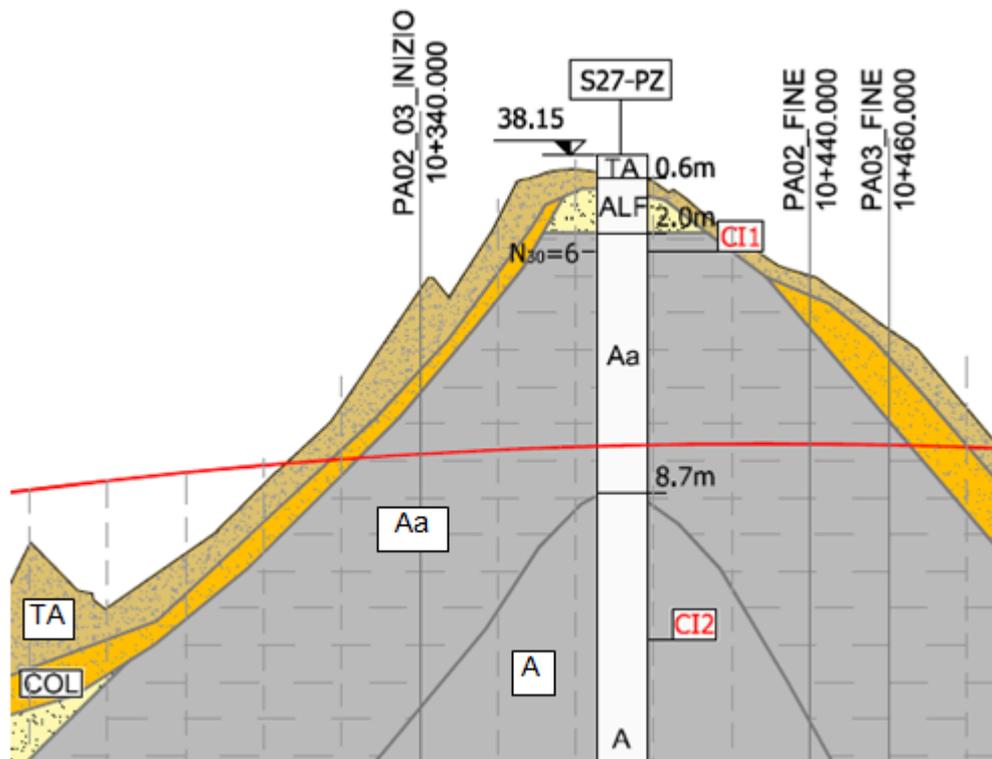
I sopralluoghi e i rilievi geologici di superficie hanno permesso di individuare che nel tratto in esame gli scavi interesseranno la coltre colluviale COL, la alluvioni terrazzate ALF e la parte alterata Aa delle argille plioceniche (v. profilo riportato sotto). Gli scavi dovrebbero avvenire in assenza di falda.



Nel tratto iniziale la paratia si attesterà nelle argille A, mentre nella rimanente parte dovrebbe interessare solo le argille alterate Aa.

### 6.4.2 Opere PA02 – PA03

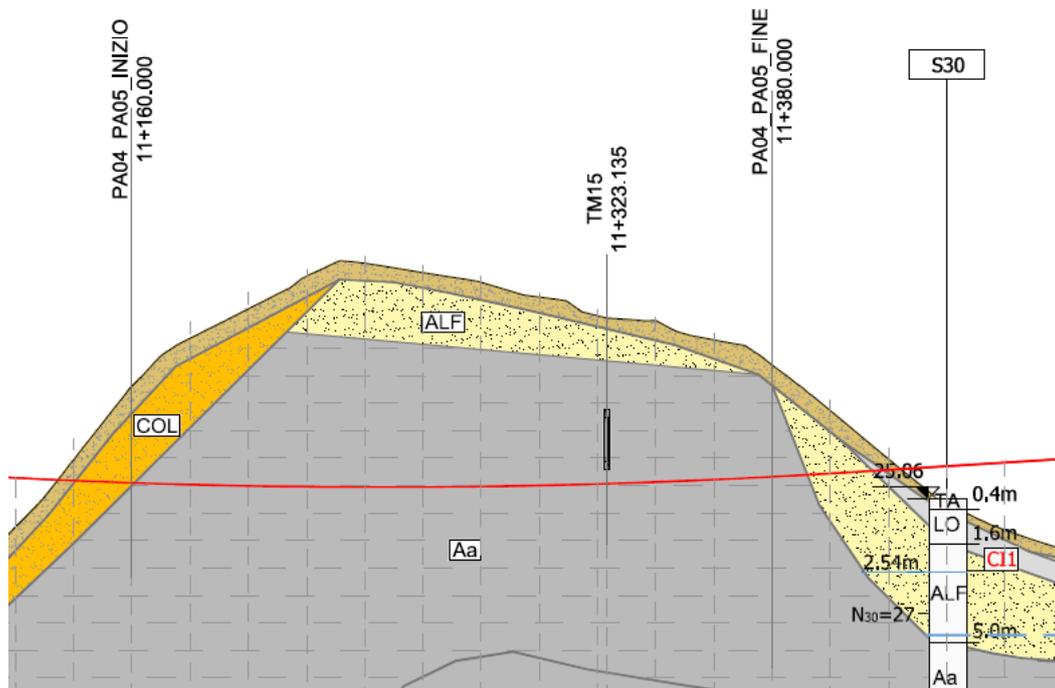
Sulla base delle informazioni fornite dal sondaggio S27–PZ e dai rilievi geologici di superficie si evince che gli scavi interesseranno terreni agrario (TA), sottili livelli di colluvioni COL e alluvioni ALF e la parte alterata Aa delle argille plioceniche. Nel tratto in esame non dovrebbe essere presente la falda.



I pali intresseranno la formazione argillosa alterata (Aa) e non alterata (A).

#### 6.4.3 Opere PA04 – PA05

La ricostruzione dei terreni interessati da queste opere si è basata sul sondaggio S30 e sui rilievi geologici di superficie. Dall'esame dello schema sotto riportato si evince che gli scavi intresseranno, oltre alla coltre vegetale ivi di modesto spessore, le colluvioni COL che affiorano lungo il versante iniziale della collina e le alluvioni ALF presenti sulla sommità e nel successivo versante in direzione di Gela.



Non si è evidenziata presenza di falda.

I pali della paratia dovrebbero interessare unicamente la parte superficiale alterata Aa delle argille plioceniche.

## 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, la scelta del piano di posa dei tratti in rilevato e gli interventi per limitare i cedimenti nel tempo, la stabilità degli scavi a breve e lungo termine, le fondazioni dei muri di sottoscarpa.

In relazione alle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, ai rapporti tra questi ultimi e le opere ed ai cariche 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 grosso diametro ( $\phi 1200$  mm).

Per il dimensionamento delle strutture di fondazione si è fatto riferimento ai rapporti tra le opere e i terreni descritti in un precedente paragrafo. I risultati dei calcoli strutturali e geotecnici, corredati da particolari costruttivi, sono riportati per ciascun viadotto in specifici elaborati.

In relazione alla presenza del [Limo organico LO], questo terreno assume spessori alquanto limitati, generalmente compresi tra 0,5 m e 2,0 m, fino ad un massimo 3,5 m, sempre all'interno di strati di alluvioni ALF, il cui spessore è di oltre 18 m nelle aree dove sono stati rinvenuti i termini LO. Pertanto si può trascurare la presenza di questi strati, sia nel calcolo delle fondazioni delle opere, sia nel calcolo dei cedimenti dei rilevati.

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

dovessero raggiungere profondità maggiori di 4,5 m si interporranno banchine larghe 1 m superati i 4 m di altezza di scavo. In corrispondenza della spalla A e delle pile del viadotto Comunelli e delle pile del viadotto Roccazzelle gli scavi saranno eseguiti all'interno di palancole metalliche per operare in sicurezza e limitare la presenza di acqua.

Per quanto riguarda i tratti in rilevato, che costituiscono gran parte del tracciato stradale, in generale si prevede, lungo l'intero tracciato, lo scotico dei primi 20 cm di terreno a partire dal piano di campagna e l'asportazione di ulteriori 50 cm quale bonifica.

In considerazione dell'altezza dei rilevati, che si attesta mediamente intorno a 5–7 m e che raggiunge un valore massimo di 10 m nel tratto di approccio alla spalla B del viadotto Gattano–Ferrovia, sono stati previsti interventi al fine di limitare l'entità dei cedimenti dei terreni di fondazione e garantire tempi compatibili con l'ultimazione delle opere.

Dopo avere vagliato diverse ipotesi progettuali, la scelta è ricaduta sull'esecuzione di dreni verticali prefabbricati per accelerare il processo di consolidazione e sulla stesa sul piano di posa del rilevato di una geogriglia con resistenza a trazione maggiore di 20 kN/m e allungamento massimo del 13%.

I dreni, installati a quinconce ad interasse di 1,8 m su tutta la superficie di impronta dei rilevati, hanno lo scopo di accelerare il processo di consolidazione dei terreni di fondazione per effetto dei carichi indotti dalla costruzione dei rilevati.

Si è verificato preliminarmente che in assenza dei dreni occorrerebbero tempi per l'esaurimento dei cedimenti non compatibili con i tempi di realizzazione delle opere.

Specifici calcoli effettuati in funzione dell'altezza dei rilevati e dello spessore dei terreni alluvionali, hanno permesso di definire, per ciascun tratto, la lunghezza dei dreni funzionale all'entità dei cedimenti dei terreni di fondazione da dissipare nell'arco degli otto mesi successivi alla costruzione dell'opera.

La funzione della geogriglia è quella di garantire una distribuzione uniforme dei carichi trasmessi in fondazione dal rilevato.

In definitiva, la costruzione dei rilevati prevede le seguenti fasi.

- Scotico di 20 cm e bonifica dei successivi 50 cm di terreno.
- Installazione dei dreni verticali a nastro prefabbricati.
- Stesa della geogriglia sul piano di posa bonificato.
- Stesa di uno strato di anticapillare di spessore 50 cm, interposto tra due strati di geotessile non tessuto.
- Posa in opera del rilevato per l'intera altezza,
- Ricarica del rilevato prima della messa in opera del pacchetto stradale per ricostituire la quota di progetto della livelletta.

Nei tratti in trincea, laddove gli scavi superano la profondità di 5 m, è prevista la realizzazione di paratie di pali  $\phi 1200$  disposti ad interasse  $i = 1400$  mm, in modo da assicurare la stabilità delle opere a breve e a lungo termine.

Nei rimanenti tratti in trincea, si prevede comunque l'asportazione di almeno 1 m di terreno.

Nell'ambito dell'intervento in progetto, al fine di contenere l'ingombro dei rilevati stradali, si realizzeranno muri di contenimento in cemento armato di altezza massima pari a 6 m, fondati su pali di diametro  $\phi = 1000$  mm.

Per il dimensionamento delle fondazioni si è fatto riferimento ai tratti omogenei e ai parametri geotecnici definiti nel Capitolo 5. I risultati dei calcoli strutturali e geotecnici, corredati da particolari costruttivi, sono riportati in uno specifico elaborato.

## **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.

Calcoli preliminari, i cui risultati sono esposti più avanti, mostrano che, in assenza di provvedimenti specifici, l'evoluzione dei cedimenti nel tempo sarebbe tale da non garantire la funzionalità delle opere, in quanto nell'arco di tempo di 42 mesi, ovvero sei mesi prima dell'ultimazione di tutti i lavori in progetto, si esaurirebbe solo circa il 20% dei cedimenti stimati.

Per limitare l'entità dei cedimenti e soprattutto accelerare il processo di consolidazione, è stata prevista una bonifica limitata dei terreni di fondazione (50 cm) e l'installazione di dreni verticali prefabbricati a nastro a partire dal piano di bonifica, disposti a quinconce ad interasse di 1,8 m, su tutta l'area di impronta dei rilevati. Si prevede quindi la stesa di una geogriglia e successivamente di uno strato di anticapillare tra geotessile non tessuto.

I dreni hanno lo scopo di accelerare il processo di consolidazione dei terreni di fondazione per effetto dei carichi indotti dalla costruzione dei rilevati, mentre la geogriglia ha la funzione di garantire una distribuzione uniforme dei carichi tramessi in fondazione.

Al di sopra si realizza il rilevato, prevedendo una ricarica prima della messa in opera del pacchetto stradale per ricostituire la quota della livelletta di progetto.

## 8.1 Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Come mostra il Profilo Geotecnico, i rilevati poggiano nella maggior parte dei casi sui terreni alluvionali ALF, che a loro volta ricoprono le argille Aa, A. In casi limitati i rilevati insistono direttamente sull'argilla pliocenica alterata Aa. Nel tratto centrale (Tratto II) le alluvioni insistono sulle marne argillose (Trubi T) di migliori caratteristiche meccaniche e di deformabilità rispetto alle suddette argille Aa, A.

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.

Sigla	Indice dei vuoti iniziale $e_0$	Coefficiente di comprimibilità $C_c$	Coefficiente di compressibilità $m_v$ [ $m^2/N$ ]	Coefficiente di permeabilità $k_h$ [m/s]
ALF	0,80	0,28	1,25E-07	3E-10
Aa	0,80	0,28	1,25E-07	3E-10
A	0,64	0,18	5E-08	–
T	0,64	0,15	5E-08	–

I parametri di deformabilità e permeabilità delle argille Aa sono risultati dello stesso ordine di grandezza di quelli delle soprastanti alluvioni ALF. Di conseguenza, ai due termini sono stati attribuiti i medesimi valori delle grandezze che intervengono nei calcoli.

Il valore di  $C_c$  delle argille A è stato determinato prendendo in considerazione i campioni a profondità maggiore di 18 m. Per i Trubi T, il valore di  $C_c$  deriva dall'analisi dei dati di laboratorio e da dati di letteratura.

E' stata assunta l'ipotesi di comportamento omogeneo e isotropo dei terreni nei confronti della permeabilità. Pertanto il coefficiente di permeabilità orizzontale  $k_h$  coincide con quello verticale  $k_v$ .

Come sopra detto, l'esame delle proprietà di deformabilità dei terreni ha evidenziato che il comportamento delle alluvioni ALF è simile a quello della sottostante formazione argillosa alterata Aa. Di conseguenza, in questa fase degli studi sono stati presi in esame solo rilevati che poggiano sulle alluvioni.

I tratti di rilevato presi in esame sono indicati nella tabella seguente. Tali tratti sono stati individuati lungo il tracciato come sezioni più critiche, ovvero caratterizzate dalle maggiori altezze di rilevato e dalle condizioni più sfavorevoli riguardo alle caratteristiche dei terreni di fondazione, in particolare, allo spessore S1 delle alluvioni ALF. Nello specifico, sono stati presi in esame rilevati di altezza H variabile da 3 m a 10 m, mentre lo spessore delle alluvioni è compreso tra 3 m e 17 m.

Progressive	H [m]	S1 [m]	S2 [m]
Da 0+340 a 0+430 (Spalla A Viadotto Burgio)	3.5	3	3
Da 0+690 (spalla B Viadotto Burgio) a 0+960 (spalla A Viadotto Comunelli)	8	15	3
da pr 3+000 a pr 3+360	8	6	3
da pr 5+700 a pr 6+300	3	6	0
Da 6+810 (spalla B Viadotto Roccazzelle) a 6+900	5	14	0

Progressive	H [m]	S1 [m]	S2 [m]
Da 8+680 (spalla B Viadotto Pr 8+600 a 8+830 (spalla A Viadotto Ferrovia-Gattano)	10	17	5
Da 9+560 (spalla B Viadotto Ferrovia-Gattano a Pr 9+900	4	17	5
da pr 9+900 a pr 10+300	4	9	7
da 11+440 a pr 11+820	5	3	3
Da Pr 12+900 a spalla A 13+240 (spalla A Viadotto su SP81 (VI8)	7	12	6
Da 13+460 (spalla B Viadotto su SP81) a Pr 13+840	8	12	5
Da 14+900 a 14+980 (spalla A Viadotto su SS117bis)	6	10	3

Nella tabella è anche indicato lo spessore S2 dei terreni Aa che interviene nei calcoli dei cedimenti più avanti descritti.

Per ciascun caso preso in esame la posizione della falda è stata dedotta sulla base dei risultati degli studi geologici.

## 8.2 Calcolo dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato sviluppato per le diverse altezze di rilevato e degli spessori dei terreni di fondazione riportati nella tabella sopra riportata.

Dal punto di vista teorico si può schematizzare il cedimento di un deposito coesivo saturo sottoposto all'azione di un carico di dimensioni finite secondo le seguenti componenti:

- a) cedimento immediato: data la bassa permeabilità del terreno, la fase di carico avviene in condizioni non drenate con generazione di sovrappressioni interstiziali; i materiali argillosi si deformano allora a volume costante;

- b) cedimento di consolidazione primaria: il trasferimento del carico dall'acqua allo scheletro solido comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle caratteristiche di permeabilità dell'argilla alle condizioni di drenaggio;
- c) cedimento secondario: ultimato il processo di consolidazione primaria, anche quando le sovrappressioni nell'acqua risultano nulle, continuano a svilupparsi assestamenti dovuti a fenomeni di natura plastico viscosa in condizioni non drenate.

Il calcolo del tempo di consolidazione dei terreni, caratterizzati da permeabilità bassa, è stato svolto sulla base della soluzione data da Terzaghi (1923).

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

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

con  $U_m$  grado di consolidazione medio funzione del fattore tempo  $T_v$ . Quest'ultimo si ricava dall'espressione:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2}$$

in funzione del tempo  $t$  al quale si sta valutando, del coefficiente di consolidazione  $c_v$  e del massimo percorso di drenaggio  $H$ , quest'ultimo funzione delle condizioni al contorno. Nei casi in

esame il banco di terreno interessato dal processo di consolidazione può drenare solo dal piano limite superiore, in considerazione dei valori molto bassi di permeabilità dei terreni sottostanti.

Le correlazioni tra  $U_m$  e  $T_v$  sono state ricavate attraverso le relazioni (Sivaram e Swamee, 1977):

$$T_v = \frac{(\pi/4) \cdot U_m^2}{(1 - U_m^{5.6})^{0.357}}$$

$$U_m = \frac{(4 \cdot T_v / \pi)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4 T_v}{\pi}\right)^{2.8}\right]^{0.179}}$$

Quando i tempi di consolidazione risultano eccessivamente lunghi, il processo di consolidazione può essere accelerato attraverso l'installazione di dreni verticali, come nel caso in esame.

Nello specifico sono previsti dreni prefabbricati a nastro disposti con maglia a quinconce ad interasse 1,8 m.

Il modello teorico per il calcolo della consolidazione mediante dreni verticali si basa sull'ipotesi che il flusso in direzione verticale sia trascurabile rispetto a quello in direzione radiale e che le deformazioni avvengano solo in direzione verticale.

La risoluzione dell'equazione della consolidazione (Barron, 1948) consente di ricavare il grado di consolidazione medio ( $U_h$ ) in presenza di dreni attraverso l'espressione:

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8T_v}{F}}$$

con

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2}$$

dove:

$c_h = k_h / m_v \cdot \gamma_w$  coefficiente di consolidazione in presenza di solo flusso orizzontale;

$k_h$  coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale;

$m_v$  coefficiente di compressibilità;

$\gamma_w$  peso specifico dell'acqua;

$d_e$  diametro equivalente del cilindro di terreno che drena, pari a 1,05 volte  $i$  (interasse dreni) nel caso di disposizione a maglia a quinconce;

$$F = \frac{n^2}{n^2 - 1} * \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0.75$$

$n$  rapporto tra il diametro del cilindro di terreno  $d_e$  e il diametro del dreno  $d_w$ ;

$F$  coefficiente funzione del rapporto  $n$ .

Il valore di  $d_w$  (diametro teorico del dreno) per i dreni prefabbricati a nastro si valuta con l'espressione  $d_w = 2(a+b)/\pi$  in funzione del suo spessore ( $b$ ) e della sua larghezza ( $a$ ).

Nel caso in esame, ipotizzando uno spessore di 4 mm ed una larghezza di 100 mm, si ottiene un diametro teorico pari a 66 mm.

Ipotizzando uno strato compressibile, in cui lo spessore  $h$  è interessato dai dreni solo per lo spessore  $h_1$ , il grado di consolidazione medio ( $U_m$ ), viene valutato nell'ipotesi che la consolidazione si sviluppi solo radialmente nel tratto interessato dai

dreni  $h_1$  (da valutare tramite  $U_h$ ) e solo verticalmente nel tratto  $h_2$  (da valutare tramite il grado di consolidazione medio  $U_m$  stimato in base alla Teoria di Terzaghi)

Sovrapponendo gli effetti si ottiene il grado di consolidazione medio  $U_m$  con l'espressione:

$$U_m = \frac{U_h \cdot \delta_1 + U_v \cdot \delta_2}{\delta_1 + \delta_2}$$

con  $d_1$  e  $d_2$  i cedimenti, rispettivamente, dello strato interessato dai dreni ( $h_1$ ) e della restante porzione dello strato compressibile non interessata da dreni ( $h_2$ ).

Per la determinazione dell'interasse dei dreni è stato utilizzato il metodo di Kjellman, che si basa sull'ipotesi di dreno posizionato in un terreno omogeneo ed isotropo e che l'azione di ciascun dreno si espliciti assialmente ad un cilindro di terreno di altezza pari a quella del dreno stesso.

La formula utilizzata è:

$$t = D^2 \cdot \alpha / (8 \cdot C_h) \cdot \log 1 / (1 - U_h)$$

dove:

$t$  = tempo di consolidazione;

$C_h$  = coefficiente di consolidazione primaria orizzontale;

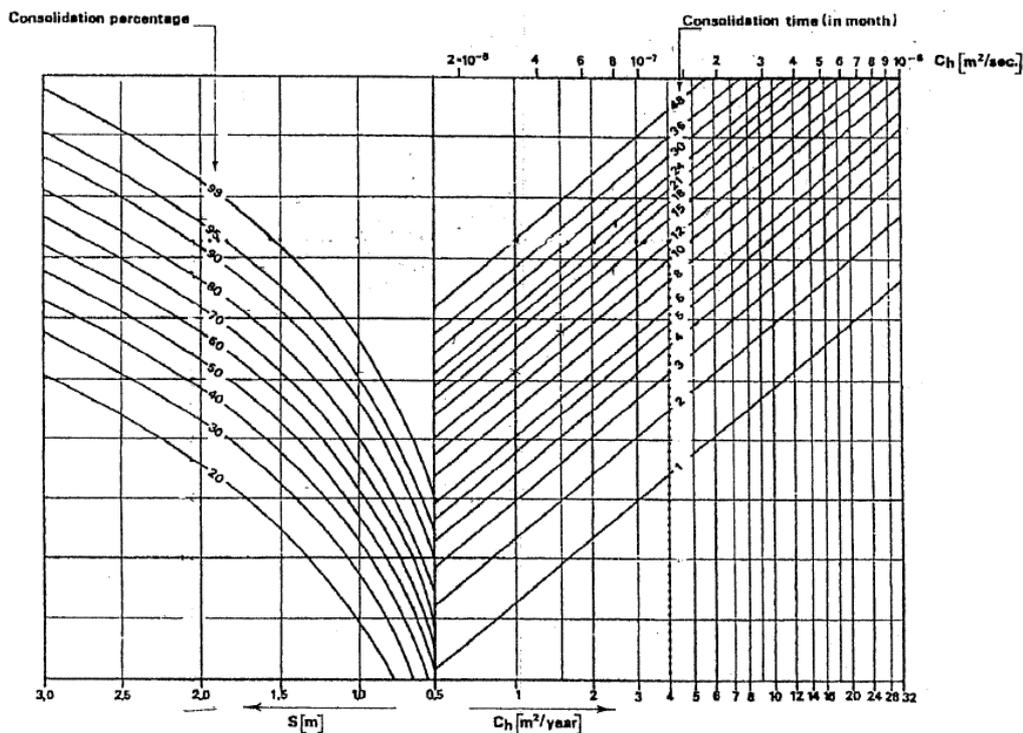
$U_h$  = grado di consolidazione medio;

$\alpha$  = coefficiente numerico dipendente dal rapporto  $D/d$ ;

$D$  = diametro del cilindro di terreno influenzato dal dreno;

$d$  = diametro equivalente cilindro del dreno nastriforme di larghezza  $b$ , pari a  $b/2$ .

Rappresentando graficamente la formula sopra riportata si ottiene:



Nel caso in esame si ha un valore medio di  $C_h$  pari a  $2 \cdot 10^{-7}$   $m^2/sec$ .

Entrando nel grafico con il valore di  $C_h$  ed intercettando la curva relativa a 8 mesi, si traccia l'orizzontale fino a rintracciare la curva con percentuale di consolidazione pari a 90%. L'ascissa di tale punto fornisce il valore medio dell'interasse "i" da adottare, che risulta pari a circa 1,8 m.

### 8.3 Risultati dei calcoli

In prima istanza si è proceduto al calcolo dei cedimenti in assenza di interventi volti a accelerare il processo di consolidazione, prendendo in esame il rilevato tra pr. 9+900 e pr. 10+300, di altezza media  $H = 4$  m e che poggia su uno

strato di 9 m di alluvioni a grana fina ALF, che a loro volta ricoprono le argille A. LA falda è ad una profondità di 9 m dal piano di campagna.

Si sono ottenuti i seguenti valori

- cedimento totale  $w_{TOT} = 0,64$ ;
- del cedimento residuo a 8 mesi  $w_{8\text{mesi\_res}} = 0,58$ ;
- percentuale di cedimento a 8 mesi  $\%w_{8\text{mesi}} = 10\%$ ;
- del cedimento residuo a 42 mesi (3,5 anni), ovvero poco prima del termine dei lavori  $w_{42\text{mesi\_res}} = 0,50$  cm;
- percentuale di cedimento a 42 mesi  $\%w_{42\text{mesi}} = 21\%$ .

I risultati dei calcoli mostrano che dopo 42 mesi, in assenza di interventi per accelerare il processo di consolidazione dei terreni di fondazione, avverrebbe solo poco più del 20% dei cedimenti stimati con il calcolo, con un residuo, sia in termini assoluti, che percentuali, non compatibile con la funzionalità delle opere. La soluzione per diminuire i tempi di consolidazione è stata individuata nell'installazione di dreni verticali a nastro prefabbricati.

Il calcolo dei cedimenti in presenza dei dreni è riportato nella tabella che segue. In particolare, per ciascun rilevato preso in esame sono indicati i valori:

- dell'altezza H e degli spessori S1, S2 prima definiti;
- del cedimento totale  $w_{TOT}$ ;
- della percentuale di cedimento a 8 mesi  $\%w_{8\text{mesi}}$ ;
- del cedimento residuo a 8 mesi  $w_{8\text{mesi\_res}}$ ;
- della percentuale di cedimento a 42 mesi (3,5 anni), ovvero poco prima del termine dei lavori,  $\%w_{42\text{mesi}}$ ;

➤ del cedimento residuo a 42 mesi  $W_{42\text{mesi\_res}}$ .

PROGRESSIVA	H [m]	S1 [m]	S2 [m]	L [m]	$W_{TOT}$ [m]	$\%W_{8\text{mesi}}$ [%]	$W_{8\text{mesi\_res}}$ [m]	$\%W_{42\text{mesi}}$ [%]	$W_{42\text{mesi\_res}}$ [m]
Da 0+340 a 0+430 (Spalla A Viadotto Burgio)	3,5	3	3	10	0,43	82	0,08	83	0,07
Da 0+690 (spalla B Viadotto Burgio) a 0+960 (spalla A Viadotto Comunelli)	8	15	3	20	0,98	81	0,19	83	0,16
Da pr 3+000 a pr 3+360	8	6	3	10	0,89	76	0,21	78	0,20
Da pr 5+700 a pr 6+300	3	6	0	10	0,29	70	0,09	72	0,08
Da 6+810 (spalla B Viadotto Roccazzelle) a 6+900	5	14	0	10	0,46	69	0,14	71	0,14
Da 8+680 (spalla B Viadotto Pr 8+600) a 8+830 (spalla A Viadotto Ferrovia-Gattano)	10	17	5	25	1,39	87	0,17	89	0,15
Da 9+560 (spalla B Viadotto Ferrovia-Gattano) a Pr 9+900	4	17	5	10	0,51	69	0,16	71	0,15
Da pr 9+900 a pr 10+300	4	9	7	10	0,56	74	0,15	76	0,14
Da 11+440 a pr 11+820	5	3	3	10	0,69	71	0,20	74	0,18
Da Pr 12+900 a 13+240 (spalla A Viadotto su SP81 (VI8))	7	12	6	20	0,86	78	0,19	80	0,17
Da 13+460 (spalla B Viadotto su SP81) a Pr 13+840	8	12	5	20	1,25	85	0,19	88	0,15
Da 14+900 a 14+980 (spalla A Viadotto su SS117bis)	6	10	3	20	0,91	84	0,15	85	0,13

Si osserva che il cedimento residuo a 8 mesi varia da 8–9 cm per rilevati di altezza 3,0–3,5 m a 20–21 cm per i rilevati di maggiore altezza. A tale data il cedimento dello strato di terreno superiore S1, interessato dai dreni, è totalmente esaurito come mostra la tabella successiva, dove  $\%w_{8\text{mesi}S1}[\%]$  rappresenta la percentuale di consolidazione del primo strato S1 pari al 100% in tutti i casi esaminati.

PROGRESSIVA	H [m]	S1 [m]	L [m]	W <sub>TOT</sub> [m]	W <sub>TOT</sub> S1 [m]	%W <sub>8mesi</sub> S1 [%]
Da 0+340 a 0+430 (Spalla A Viadotto Burgio)	3,5	3	10	0,43	0,35	100
Da 0+690 (spalla B Viadotto Burgio) a 0+960 (spalla A Viadotto Comunelli)	8	15	20	0,98	0,78	100
Da pr 3+000 a pr 3+360	8	6	10	0,89	0,67	100
Da pr 5+700 a pr 6+300	3	6	10	0,29	0,20	100
Da 6+810 (spalla B Viadotto Roccazzelle) a 6+900	5	14	10	0,46	0,31	100
Da 8+680 (spalla B Viadotto Pr 8+600 a 8+830 (spalla A Viadotto Ferrovia-Gattano)	10	17	25	1,39	1,20	100
Da 9+560 (spalla B Viadotto Ferrovia-Gattano a Pr 9+900	4	17	10	0,51	0,35	100
Da pr 9+900 a pr 10+300	4	9	10	0,56	0,41	100
Da 11+440 a pr 11+820	5	3	10	0,69	0,48	100
Da Pr 12+900 a spalla A 13+240 (spalla A Viadotto su SP81 (VI8)	7	12	20	0,86	0,66	100
Da 13+460 (spalla B Viadotto su SP81) a Pr 13+840	8	12	20	1,25	1,05	100
Da 14+900 a 14+980 (spalla A Viadotto su SS117bis)	6	10	20	0,91	0,76	100

Di conseguenza, dopo 8 mesi i cedimenti residui sono da imputare del tutto allo strato di terreno inferiore.

Poco prima dell'ultimazione dei lavori (42 mesi = 3,5 anni), i cedimenti residui dei rilevati di maggiore altezza si attestano su valori di 16 ÷ 20 cm.

È stato anche calcolato che i cedimenti si esauriscono del tutto nell'arco di decenni seguendo una curva con andamento asintotico.

Alla luce dei risultati sopra riportati, i cedimenti in prossimità di fine lavori (42 mesi) ancora da scontare risultano modesti in valore assoluto rispetto al cedimento totale calcolato.

In considerazione del fatto che il calcolo teorico, molto cautelativo, mostra a 42 mesi cedimenti del tutto esauriti nei terreni dello strato superiore dove sono installati i dreni, i cedimenti residui, che si esauriranno in un arco di tempo molto lungo, interesseranno terreni molto profondi e di conseguenza si risentiranno in superficie in maniera ridotta, senza pregiudicare la funzionalità delle opere.

Per completezza, nella tabella successiva si riporta la casistica alla quale possono essere assimilati i rilevati non presi in esame nei calcoli.

PROGRESSIVA	CASO ASSIMILABILE
Da 1+190 (spalla B Viadotto Comunelli) a 1+440 (spalla A Viadotto Pr 1+700)	v. da pr 3+000 a pr 3+360
Da 1+830 (spalla B Viadotto Pr 1+700) a 3+000	v. da 13+460 (spalla B Viadotto su SP81) a Pr 13+840
Da 3+400 a 3+680 (spalla A Viadotto Poggio Vipera)	v. da 11+440 a pr 11+820
da pr 4+310 a pr 4+680	v. da 11+440 a pr 11+820
da pr 5+040 a pr 5+300	v. da 11+440 a pr 11+820
da pr 5+340 a pr 5+700	v. da 11+440 a pr 11+820
Da 6+300 a 6+590 (spalla A Viadotto Roccazzelle)	v. da 6+810 (spalla B Viadotto Roccazzelle) a 6+900
da pr 6+900 a pr 7+260	v. da pr 5+700 a pr 6+300
da pr 7+580 a pr 8+280	v. da 11+440 a pr 11+820
Da 8+350 a 8+500 (Spalla A Viadotto Pr 8+600)	v. da 11+440 a pr 11+820
da pr 12+040 a pr 12+340	v. da 11+440 a pr 11+820
Da 12+290 a 13+240 (spalla A Viadotto su SS117bis)	v. da 13+460 (spalla B Viadotto su SP81) a Pr 13+840
da pr 14+300 a pr 14+900	v. da 9+560 (spalla B Viadotto Ferrovia-Gattano a Pr 9+900
Da 15+285 spalla B Viadotto su SS117bis a 15+640	v. da 0+690 (spalla B Viadotto Burgio) a 0+960 (spalla A Viadotto Comunelli)
da pr 15+460 a pr 15+640	v. da 11+440 a pr 11+820

Nella tabella che segue si riportano, per ciascun tratto in rilevato, la lunghezza dei dreni ed il valore della resistenza a trazione della geogriglia, il cui calcolo è stato sviluppato nel paragrafo successivo.

n	Progressiva	Lunghezza dreni [m]	Resistenza a trazione geogriglia [kN/m]
1	da pr 0+340 a pr0+430	10	60
2	da pr 0+690 a pr 0+960	20	80
3	da pr 1+190 a pr 1+440	10	80
4	da pr 1+830 a pr 3+000	20	60
5	da pr 3+000 a pr 3+360	10	80
6	da pr 3+400 a pr 3+680	10	60
7	da pr 4+310 a pr 4+680	10	60
8	da pr 5+040 a pr 5+300	10	60
9	da pr 5+340 a pr 5+700	10	60
10	da pr 5+700 a pr 6+300	10	40
11	da pr 6+300 a pr 6+590	10	60
12	da pr 6+810 a pr 6+900	10	60
13	da pr 6+900 a pr 7+260	10	40
14	da pr 7+580 a pr 8+280	10	60
15	da pr 8+350 a pr 8+500	10	60
16	da pr 8+680 a pr 8+830	25	150
17	da pr 9+560 a pr 9+900	10	60

n	Progressiva	Lunghezza dreni [m]	Resistenza a trazione geogriglia [kN/m]
18	da pr 9+900 a pr 10+300	10	60
19	da pr 11+440 a pr 11+820	10	60
20	da pr 12+040 a pr 12+340	10	60
21	da pr 12+900 a pr 13+240	20	80
22	da pr 13+460 a pr 13+840	20	80
23	da pr 14+300 a pr 14+900	10	60
24	da pr 14+900 a pr 14+980	20	80
25	da pr 15+285 a pr 15+640	20	80
26	da pr 15+460 a pr 15+640	10	60

Nelle tavole T00GE00GETPL\_1–5 si riporta la planimetria con indicazione dei tratti con dreni, mentre nella tavola T00GE00GEST\_1 si illustrano gli interventi tipo in rilevato.

#### 8.4 Verifica dei risultati tramite software di calcolo

Al fine di verificare la solidità dei calcoli eseguiti si è proceduto alla verifica del rilevato tramite il software di calcolo bidimensionale Plaxis 2d.

Il software utilizza un metodo agli elementi finiti con una maglia triangolare a sei nodi, computando singolarmente le diverse fasi della costruzione in relazione ai tempi impostati dall'operatore e utilizzando modelli costitutivi differenti per le

singole unità geotecniche. Il software permette di sviluppare un'analisi di consolidazione tenendo conto delle pressioni interstiziali che si generano nel terreno e considerandone la dissipazione nel tempo sulla base dei coefficienti di permeabilità.

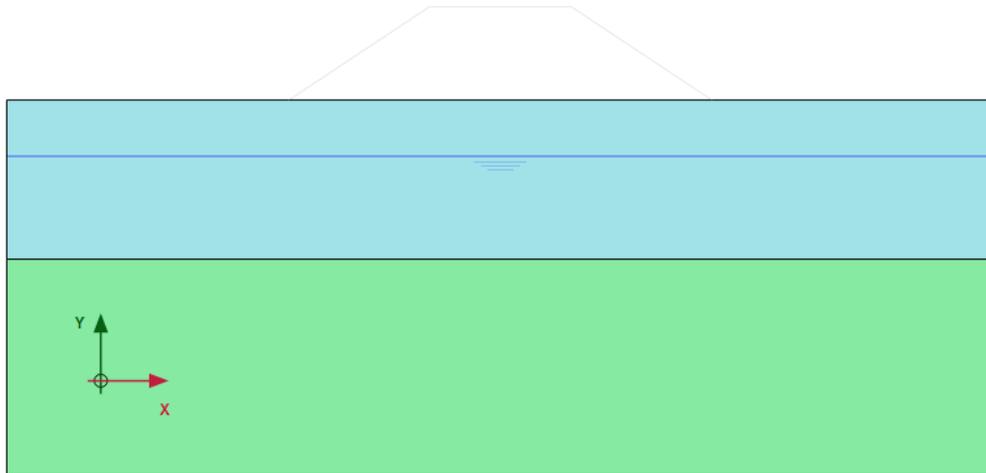
In accordo con le situazioni individuate al paragrafo 6.2. si riconosce la situazione peggiore nel tratto III, nelle progressive comprese tra pr. 8+680 e pr. 8+830 e tra pr. 9+560 e pr. 9+900, dove si considera un rilevato di altezza massima di 10 m costruito su alluvioni a grana fine ALF nei primi 17 m e successivamente argille da alterate a non alterate. Il piano di falda viene individuato alla profondità di 6 m dal piano campagna e il calcolo viene sviluppato con e senza il sistema drenante, con lo scopo di analizzare le variazioni generate dallo stesso.

#### *8.4.1 Modello senza dreni*

La costruzione è simulata tramite la creazione di 4 fasi successive:

- Condizione lito-statica iniziale.

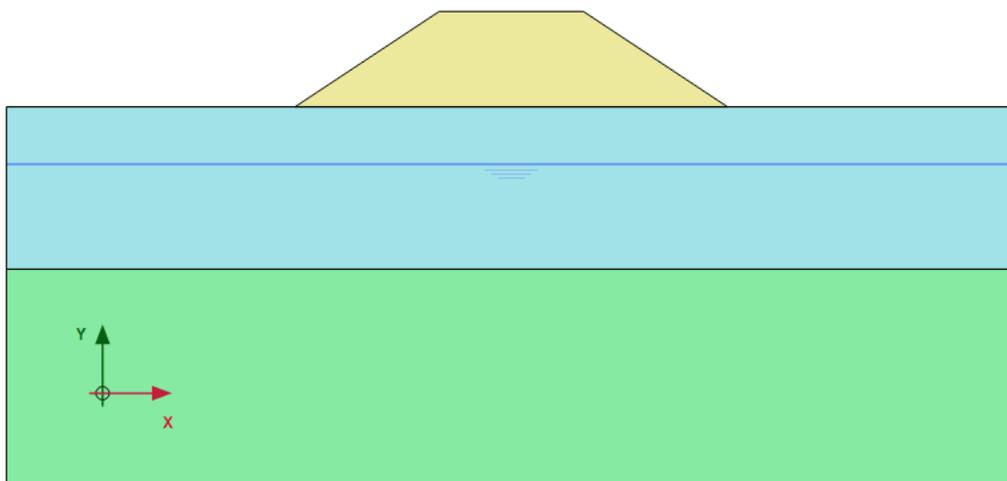
In questa fase il modello viene lasciato libero di sviluppare i cedimenti dovuti al peso proprio. Tali cedimenti vengono resettati durante le fasi di calcolo successive e sono necessari a garantire che le sole deformazioni indotte nel terreno siano dovute all'applicazione del carico del rilevato.



*Modello di calcolo – condizione lito–statica iniziale*

- Costruzione del rilevato.

Viene costruito il rilevato di altezza pari a 10 m. La costruzione può essere considerata come istantanea e non è permesso lo svilupparsi di cedimenti.



*Modello di calcolo – costruzione rilevato*

- Fine costruzione.

Si considera il tempo di ultimazione dei lavori (42 mesi) e si valuta il cedimento ancora da scontare.

– Tempo di consolidazione.

Tempo necessario alla fine del processo di consolidazione, individuato come momento di raggiungimento della dissipazione del 95% delle sovrappressioni interstiziali.

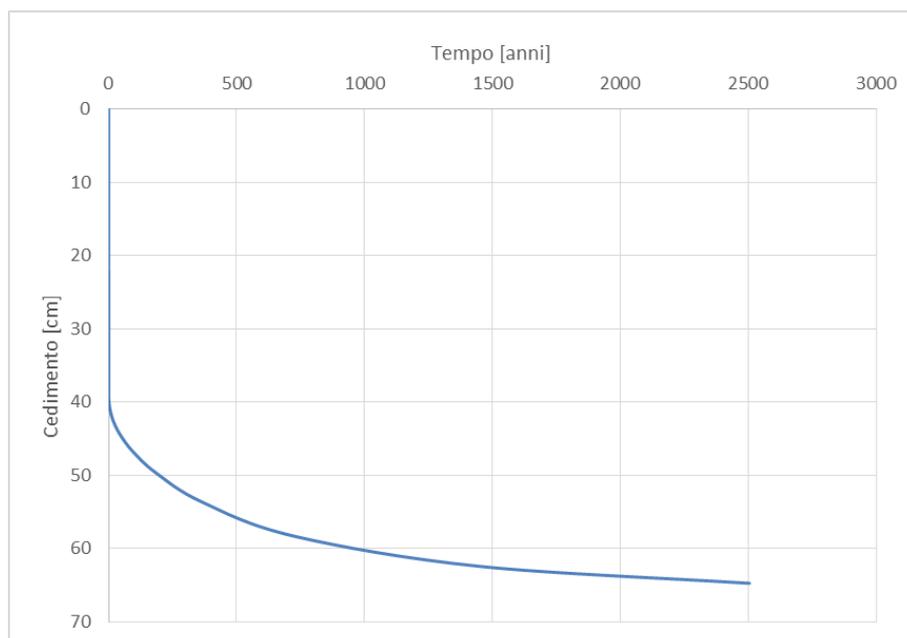
I terreni vengono caratterizzati con le seguenti caratteristiche utilizzando un modello alla Mohr–Coulomb:

	ALF	Aa–A
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	19
$e_0$ [–]	0,8	0,51
$\nu$ [–]	0,25	0,25
$E_{oed}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	7500	9000
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	30	36
$\phi'$ [–]	25	25
$k$ [m/s]	2E–10	4E–10

In assenza di un sistema drenante il cedimento massimo previsto a fine costruzione è pari a 40,8 cm. Questo risulta essere sensibilmente più elevato del cedimento massimo ottenuto con le formule sperimentali. Risulta invece identico e pari a 64,4 cm il cedimento sviluppato a fine del processo di consolidazione.

Tale differenza tra i cedimenti ottenuti a fine costruzione con le formule sperimentali e con il modello di calcolo è sicuramente

notevole, tuttavia l'assenza di un sistema drenante mostra come i cedimenti da scontare a fine costruzione siano estremamente elevati e in disaccordo con le limitazioni imposte dal capitolato CIRS. Si riporta di seguito l'andamento dei cedimenti nel tempo.



*Cedimenti nel tempo senza dreni*

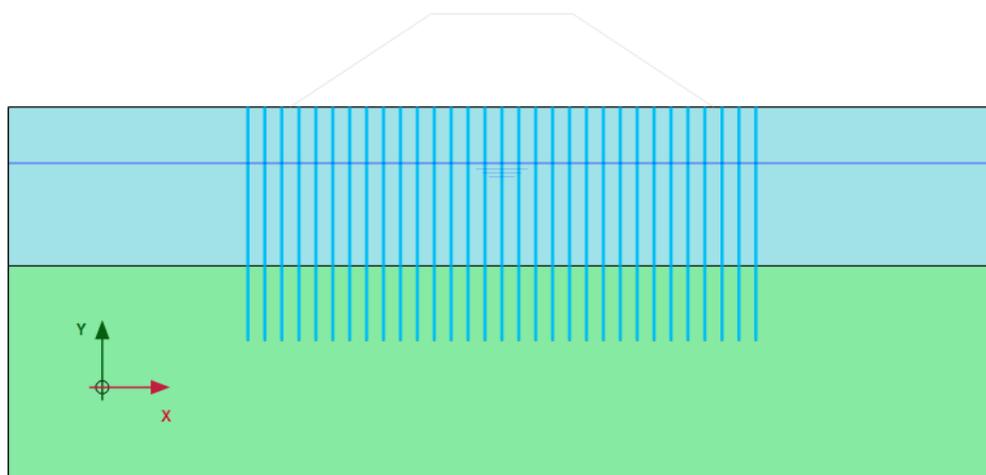
Alla luce di questo risultato è stato necessario valutare nuovamente gli effetti del sistema drenante per confermarne l'efficacia.

#### *8.4.2 Modello con dreni*

Al modello precedentemente esposto viene implementato un nuovo step prima dello stage “costruzione del rilevato”:

- Installazione dreni.

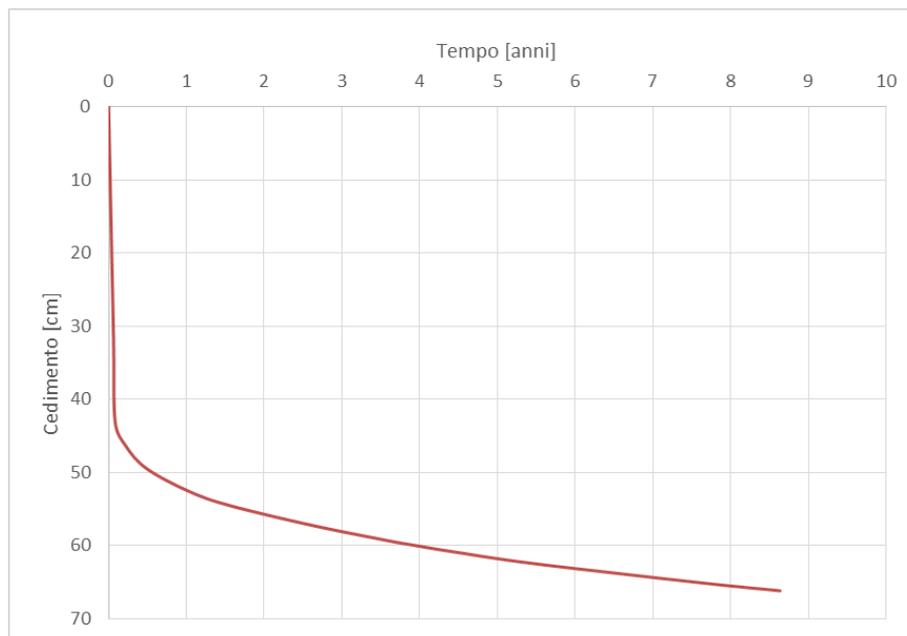
In questa fase si installano i dreni. Il processo viene effettuato istantaneamente e non permette la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali.



*Modello di calcolo – installazione dreni*

Si mantengono identiche le altre fasi implementando la presenza dei dreni.

La loro presenza causa un incremento dei cedimenti a fine costruzione a 59,5 cm, con un cedimento residuo inferiore al 10% del cedimento totale e minore di 5 cm, accettabile in accordo col capitolato CIRS. Si riporta di seguito l'andamento dei cedimenti nel tempo.



*Cedimenti nel tempo con dreni*

### 8.5 Piano di monitoraggio dei cedimenti

A causa degli elevati cedimenti previsti è opportuno installare di un sistema di monitoraggio dei cedimenti composto da assestimetri magnetici nei rilevati di maggiore altezza.

Con riferimento alle tabelle riportate al paragrafo 8.3 si individuano le zone in rilevato con i rilevati di altezza maggiore ( $\geq 5$  m):

PROGRESSIVA	H [m]	Numero assestimetri	Posizione assestimetri [km]
Da 0+690 (spalla B Viadotto Burgio) a 0+960 (spalla A Viadotto Comunelli)	8	2	0+700; 0+900.
Da pr 3+000 a pr 3+360	8	2	3+100; 3+300.
Da 6+810 (spalla B Viadotto Roccazzelle) a 6+900	5	1	6+850.

PROGRESSIVA	H [m]	Numero assestimetri	Posizione assestimetri [km]
Da 8+680 (spalla B Viadotto Pr 8+600) a 8+830 (spalla A Viadotto Ferrovia-Gattano)	10	2	8+700; 8+800.
Da 11+440 a pr 11+820	5	2	11+550; 11+750.
Da Pr 12+900 a 13+240 (spalla A Viadotto su SP81 (VI8))	7	2	13+000; 13+200.
Da 13+460 (spalla B Viadotto su SP81) a Pr 13+840	8	2	13+550; 13+750.
Da 14+900 a 14+980 (spalla A Viadotto su SS117bis)	6	1	14+950.

Le misure devono essere effettuate con cadenza bisettimanale.

Nei restanti rilevati di altezza inferiore, di cui alla tabella seguente, si prevede un monitoraggio dei cedimenti ogni 200 m tramite monitoraggio topografico, effettuato a cadenza mensile.

PROGRESSIVA	H [m]
Da 0+340 a 0+430 (Spalla A Viadotto Burgio)	3,5
Da pr 5+700 a pr 6+300	3
Da 9+560 (spalla B Viadotto Ferrovia-Gattano) a Pr 9+900	4
Da pr 9+900 a pr 10+300	4

## 8.6 Verifica della geogriglia

Si è proceduto al calcolo della tensione orizzontale totale  $\sigma_h$  agente sulla geogriglia in corrispondenza del piano di posa a partire dalla tensione verticale totale  $\sigma_v$  per effetto dell'azione dei carichi dovuti al peso proprio del rilevato ed all'azione del traffico veicolare.

I dati di input utilizzati per il calcolo delle tensioni sono i seguenti:

- peso dell'unità di volume saturo del materiale del rilevato  $\gamma_{\text{sat}} = 2.000 \text{ kg/m}^3$
- altezza rilevato  $H = 3 \div 10 \text{ m}$
- carico dovuto alla pavimentazione ed al traffico veicolare  $Q_{\text{pav+traff}} = 1770 \div 2651 \text{ kg/m}^2$ ;
- modulo di Young del materiale del rilevato  $E = 50 \text{ MPa}$ ;
- coefficiente di Poisson del materiale del rilevato  $\nu = 0,35$ ;
- angolo di resistenza a taglio del materiale del rilevato  $\Phi = 35^\circ$
- coefficiente di spinta laterale a riposo  $K_o = 0,43$  funzione dell'angolo di resistenza a taglio.

Mediante la teoria dell'elasticità si è potuto stimare la relativa deformazione orizzontale sotto carico massimo:

$$\varepsilon_h = \varepsilon_v / \nu \quad \text{con} \quad \varepsilon_v = \sigma_v / E$$

Dallo studio effettuato per diverse altezze di rilevati si sono ricavati i seguenti intervalli di valori di tensioni e deformazioni:

$$\sigma_h = 36 \div 92 \text{ N/m}^2 \quad ;$$

$$\varepsilon_h = 0,4 \div 1,2 \text{ \%}$$

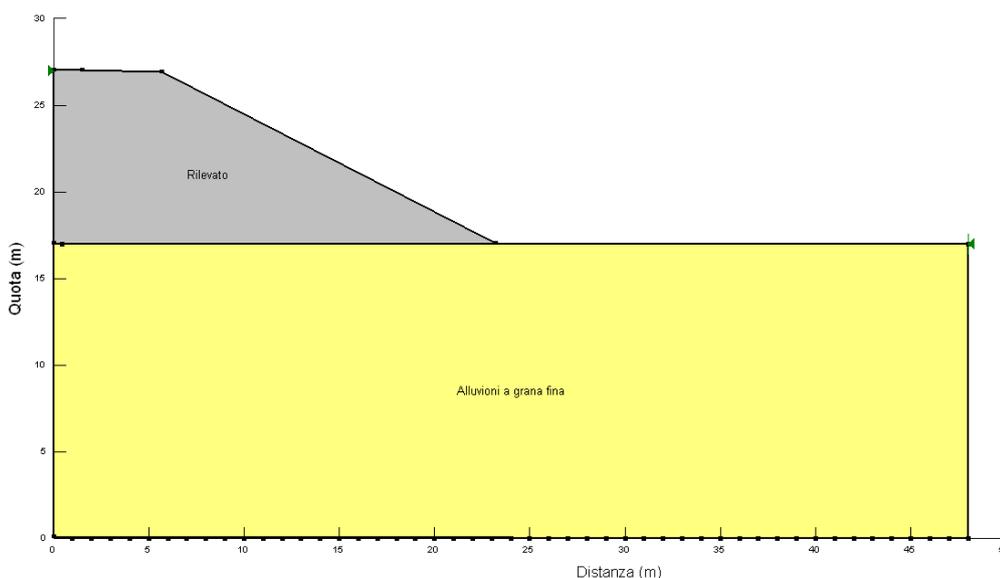
ai quali corrispondono geogriglie con intervallo di resistenza a trazione tra 40 e 150 kN (v. tabella al paragrafo precedente).

## 9 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale hanno riguardato i tratti in rilevato, i tratti in trincea non sostenuti da opere di sostegno e gli scavi provvisionali per raggiungere il piano di posa dei plinti dei viadotti. Le verifiche di stabilità dei rimanenti tratti in trincea sono allegati alle verifiche delle opere di sostegno.

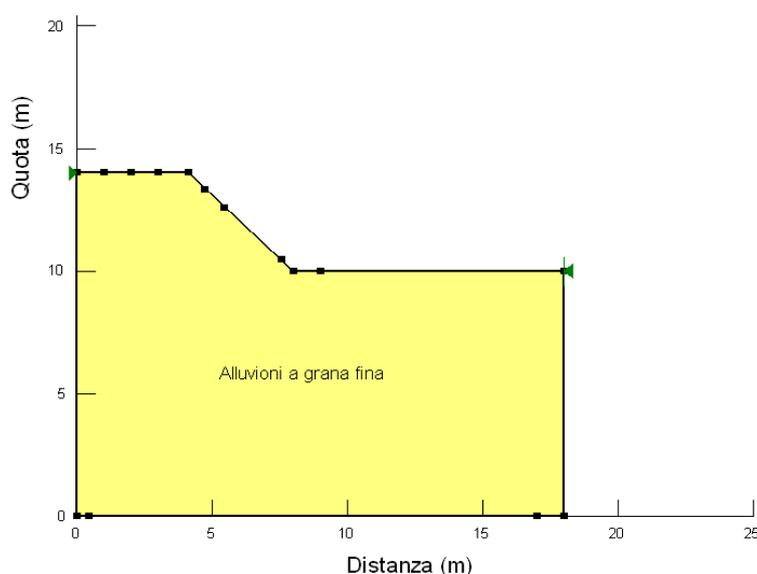
Sono stati esaminati:

- il rilevato in corrispondenza della sezione di massima altezza H (Progr. 8+800  $\square$  H = 10 m), che rappresenta la situazione piú critica, in quanto poggia sui terreni di caratteristiche fisico-meccaniche peggiori (alluvioni a grana fina ALF) e con maggiore spessore. Nello schema di calcolo, illustrato nella figura successiva, le alluvioni ALF hanno uno spessore di 17 m, mentre la falda è a una profondità di 3 m dal piano di campagna.

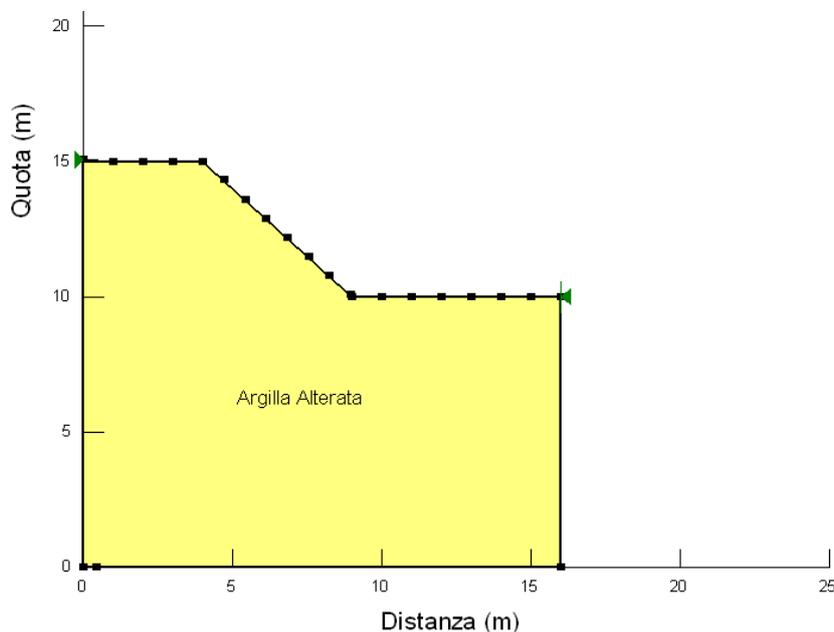


*Rilevato alla progressiva 8+800  $\square$  Schema di calcolo*

- la scarpata di maggiore profondità (3,80 m), alla progressiva 8+340 m. Gli scavi saranno aperti nelle alluvioni a grana fina ALF. Le ;
- gli scavi provvisionali per raggiungere il piano di posa delle pile e delle spalle dei viadotti. Sono state prese in esame le situazioni piú critiche in dipendenza della massima profondità di scavo e della natura dei terreni. In particolare, sono stata esaminata la stabilità a breve termine degli scavi in corrispondenza della pila 6 e della spalla B del Viadotto Burgio, che raggiungono una profondità di 4 m e che saranno aperti all'interno delle alluvioni a grana fina ALF e gli scavi per le fondazioni delle pile 4-5-6 e della spalla B del Viadotto Poggio Vipera, che interesseranno l'argilla Aa per una profondità di 5 m. Nelle figure che seguono sono riportati gli schemi di calcolo.



*Scavo provvisionale per le fondazioni del Viadotto Burgio – Schema di calcolo*



Scavo provvisorio per le fondazioni del Viadotto Poggio Vipera –  
Schema di calcolo

Le verifiche di stabilità 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 provvisori 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.

*Coefficienti parziali per le azioni (Tabella 6.2.I – D.M. 17/01/2018)*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(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>	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0

*Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II – D.M. 17/01/2018)*

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

*Coefficiente parziale di resistenza  $\gamma_{R2}$  (Tabella 6.8.I – D.M. 17/01/2018)*

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

In particolare, 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
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

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

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:

$$k_h = 0,014;$$

$$k_v = 0,007.$$

## 9.1 Caratteristiche geotecniche dei terreni

---

Per lo sviluppo delle verifiche sono stati utilizzati i parametri geotecnici derivanti dai risultati delle indagini (v. paragrafo 5.6), che si riassumono nel seguito:

### Alluvioni a grana fina ALF

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3; c_{\square} = 32 \text{ kPa}; \varphi_{\square} = 27^{\circ}; c_u = 98,6 \text{ kPa}.$$

### Argilla Alterata Aa

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3; c_u = 121,8 \text{ kPa}$$

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

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3; c_{\square} = 10 \text{ kPa}; \varphi_{\square} = 35^{\circ}.$$

Applicando i coefficienti parziali di cui sopra ai parametri geotecnici dei terreni dei materiali, si ottengono i seguenti valori di coesione e angolo d'attrito per le alluvioni ALF e per i materiali del rilevato stradale:

### Alluvioni a grana fina ALF

$$c_{\square} = 26 \text{ kPa}; \varphi_{\square} = 22^{\circ}; c_u = 98,6 \text{ kPa}$$

### Rilevato stradale

$$c_{\square} = 8 \text{ kPa}; \varphi_{\square} = 29^{\circ}.$$

## 9.2 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 "Entry and exit", in cui vengono fissate dall'operatore le zone di attivazione in testa ed al piede delle potenziali superfici di scorrimento.

## 9.3 Risultati delle verifiche

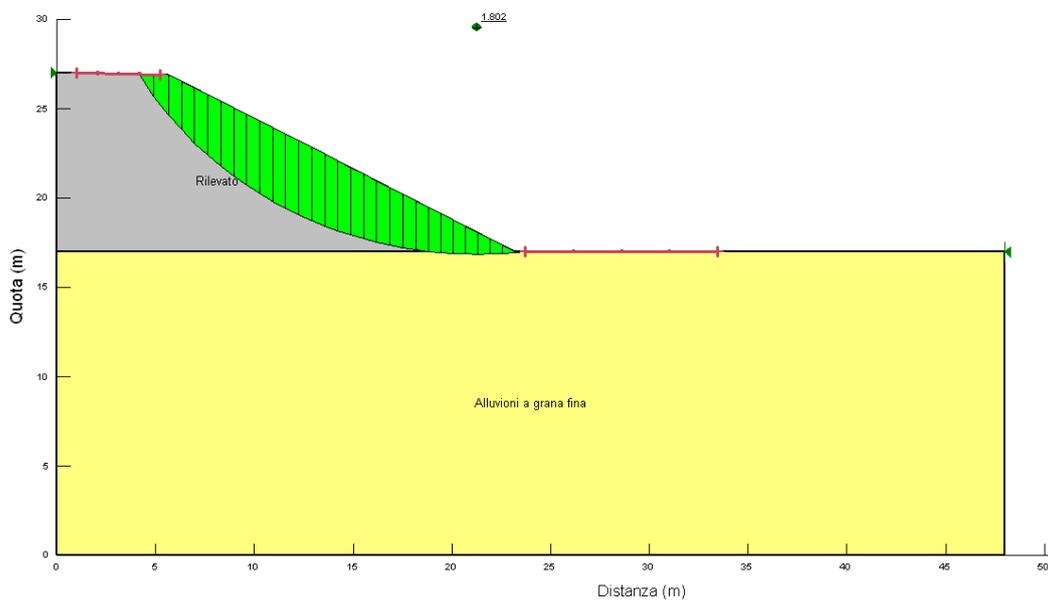
---

Nella tabella seguente si riportano i valori del coefficiente di sicurezza minimo  $F_{min}$ , in condizioni statiche e sismiche, ottenuti con i calcoli di stabilità.

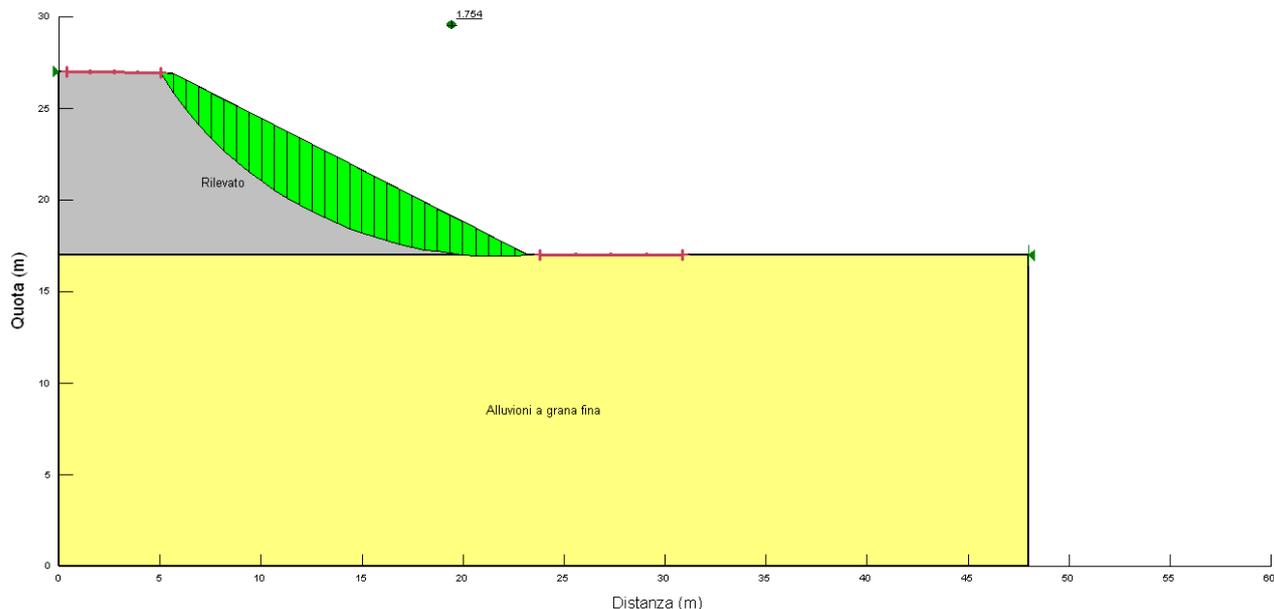
Sezione di Calcolo	Fmin	
	Condizione statica	Condizione sismica
rilevato 8+800	1,80	1,75

Si osserva che il valore minimo del coefficiente di sicurezza minimo risulta sempre maggiore del valore minimo di normativa (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.



*Rilevato alla pr. 8+800 m – Verifica di stabilità in condizioni statiche  
[] Superficie di scorrimento critica*



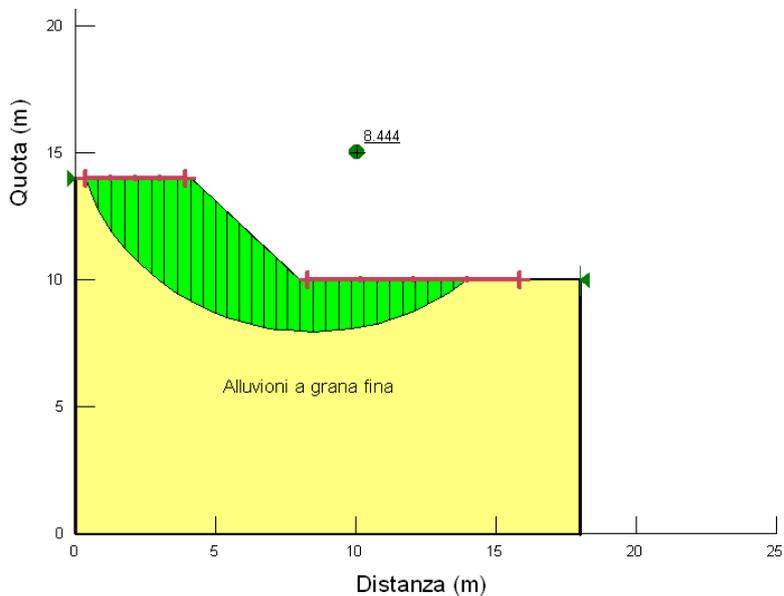
*Rilevato alla pr. 8+800 m – Verifica di stabilità in condizioni sismiche // Superficie di scorrimento critica*

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità della trincea alla pr. 8+340, i coefficienti di sicurezza minimi risultano molto elevati sia in condizioni statiche ( $F_{\min} = 4,38$ ), che sismiche ( $F_{\min} = 3,65$ ).

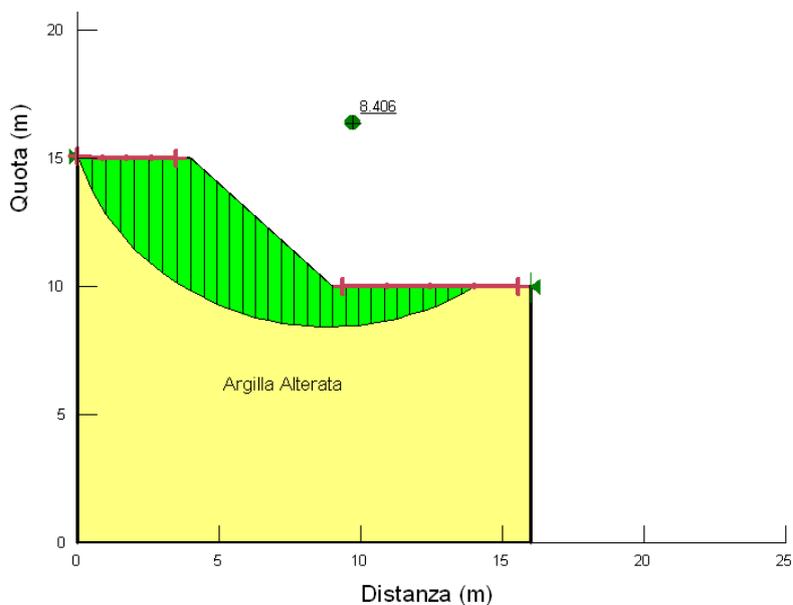
Infine, nella tabella e nelle figure successive si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza e le superfici critiche relativamente alle verifiche a breve termine degli scavi provvisionali.

Sezione di Calcolo	Fmin
	Condizione statica
Viadotto Burgio, Pila 6 spalla B	8,44
Viadotto Poggio Vipera Pile 4-5-6 spalla B	8,41

Anche in questo caso i coefficienti di sicurezza risultano molto elevati.



*Viadotto Burgio, Pila 6 Spalla B – Verifica di stabilità a breve termine  
Superficie di scorrimento critica*



*Viadotto Poggio Vipera, Pile 4-5-6, Spalla B – Verifica di stabilità a breve termine – Superficie di scorrimento critica*

S.S. 626 della “Valle del Salso” Lotti 7° e 8° completamento della  
Tangenziale di Gela

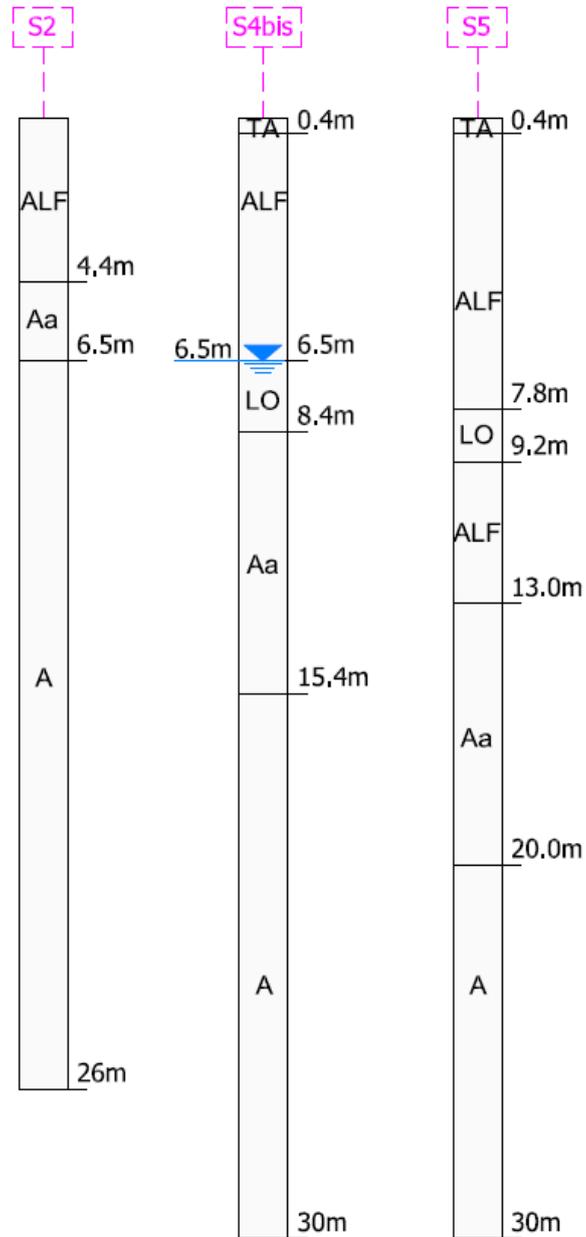


PA83

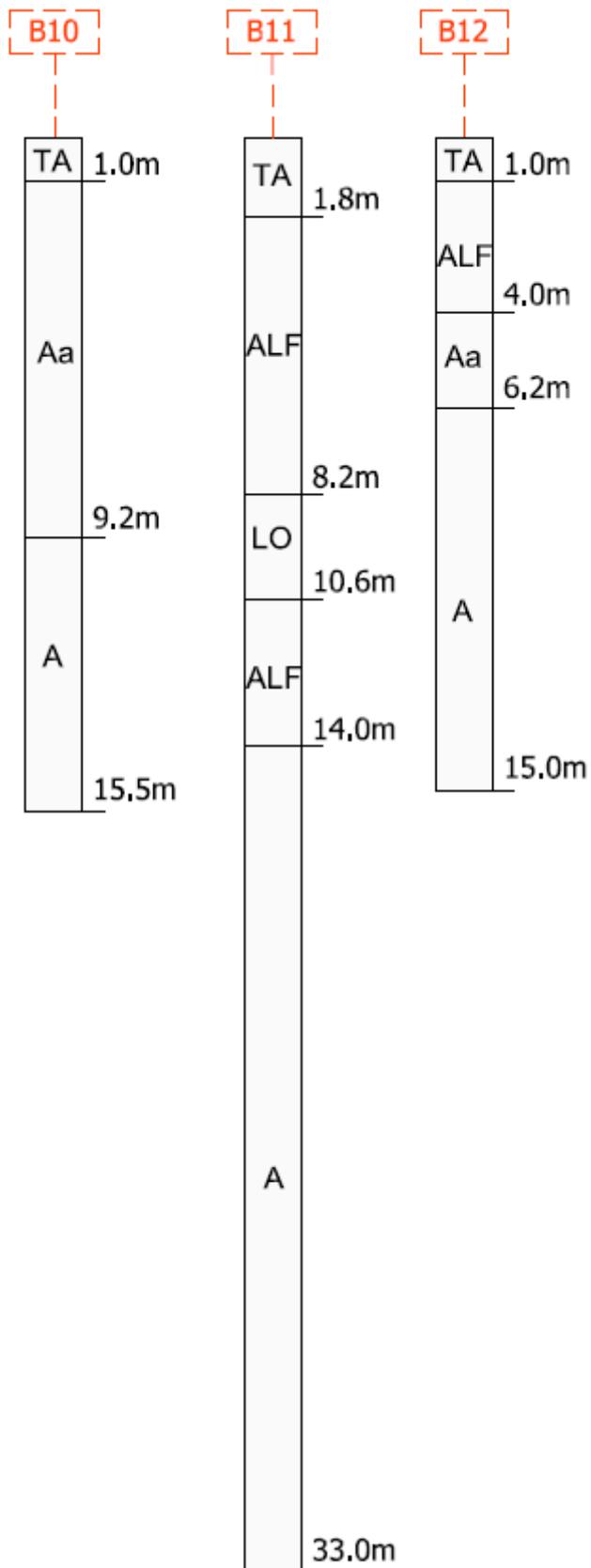
*Relazione Geotecnica*

#### Appendice A

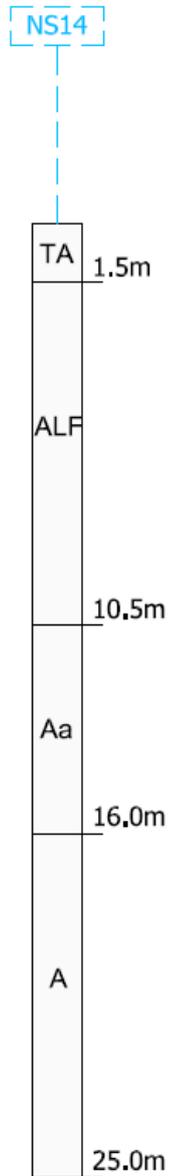
#### *Colonne stratigrafiche dei sondaggi*



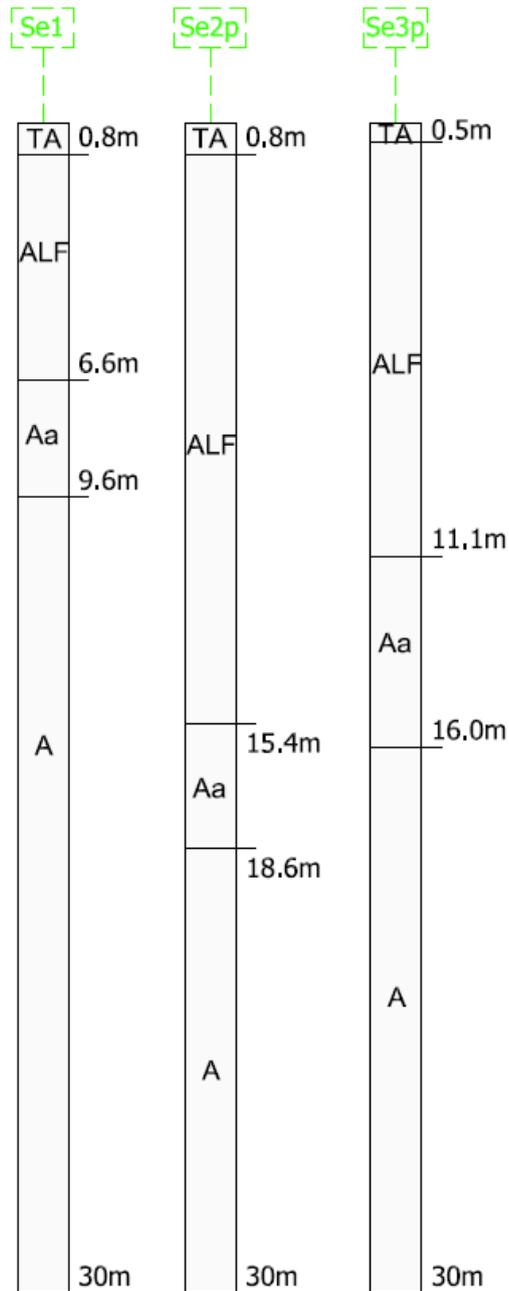
Indagini 1976 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S2, S4bis, S5



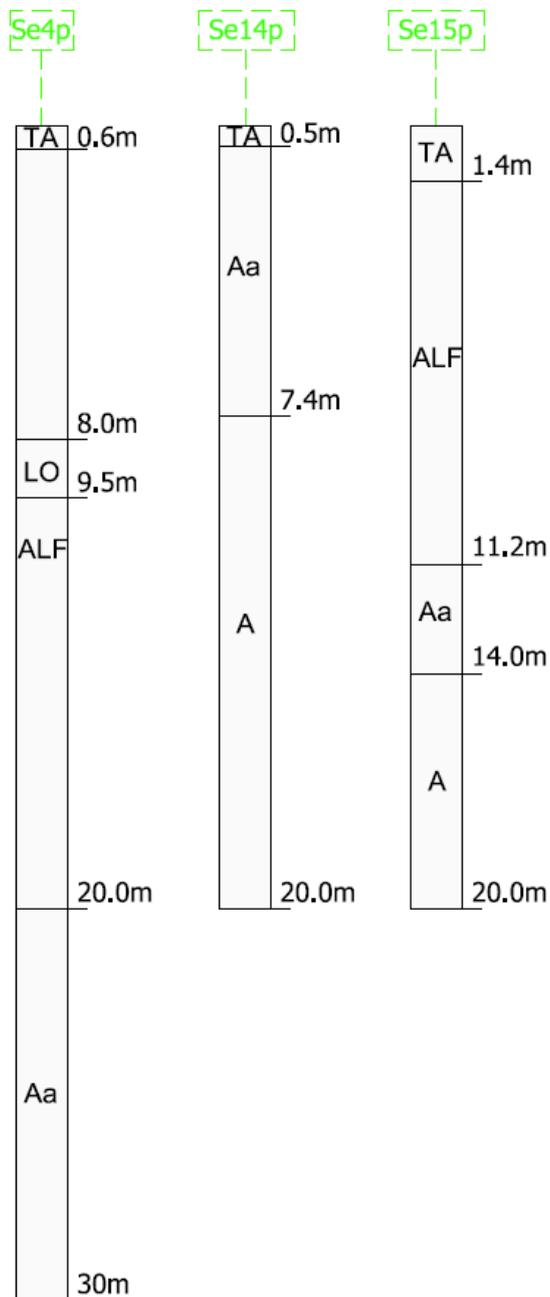
Indagini 1989 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi B10, B11, B12



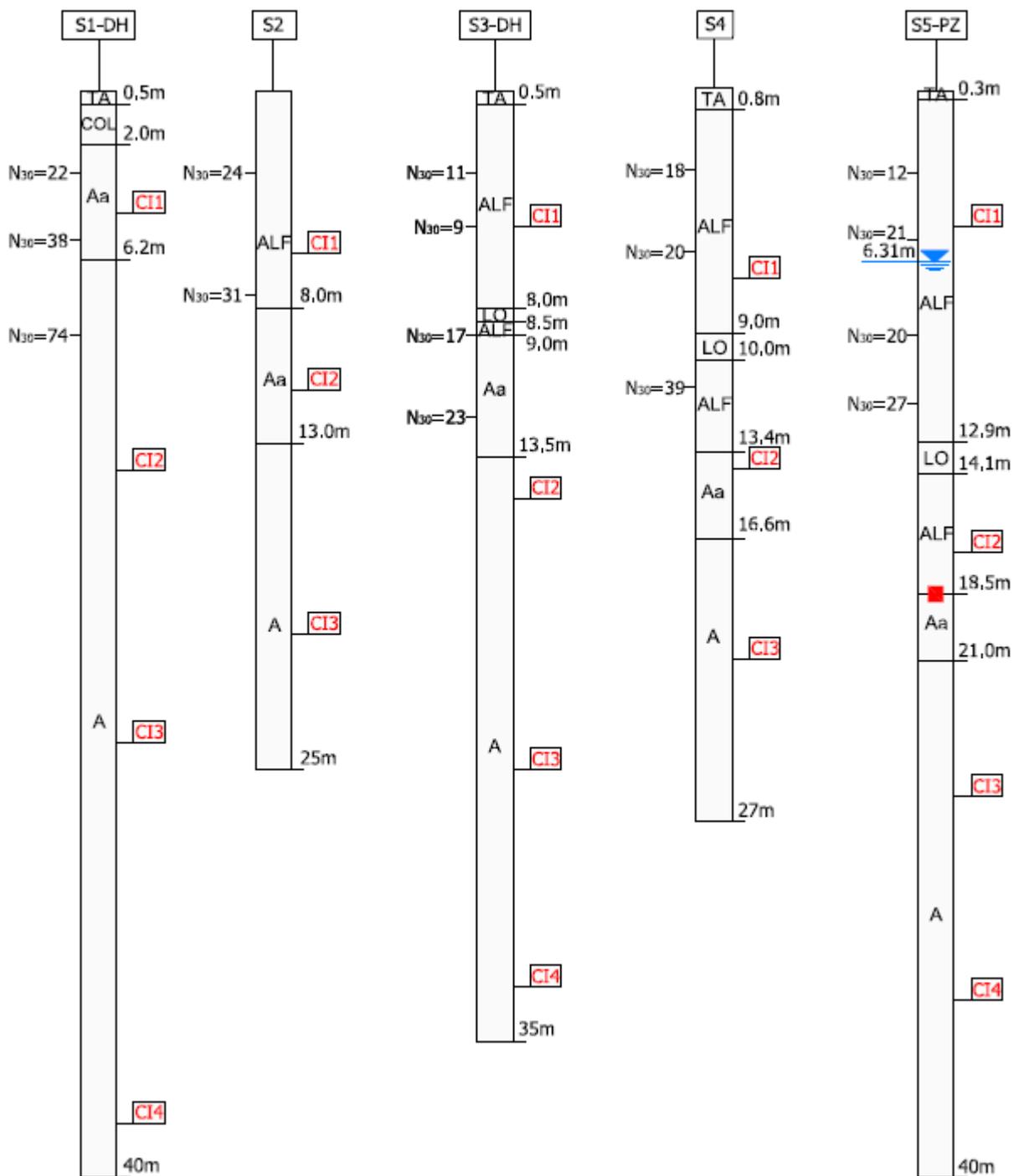
Indagini 2006 – Colonne stratigrafiche del sondaggio NS14



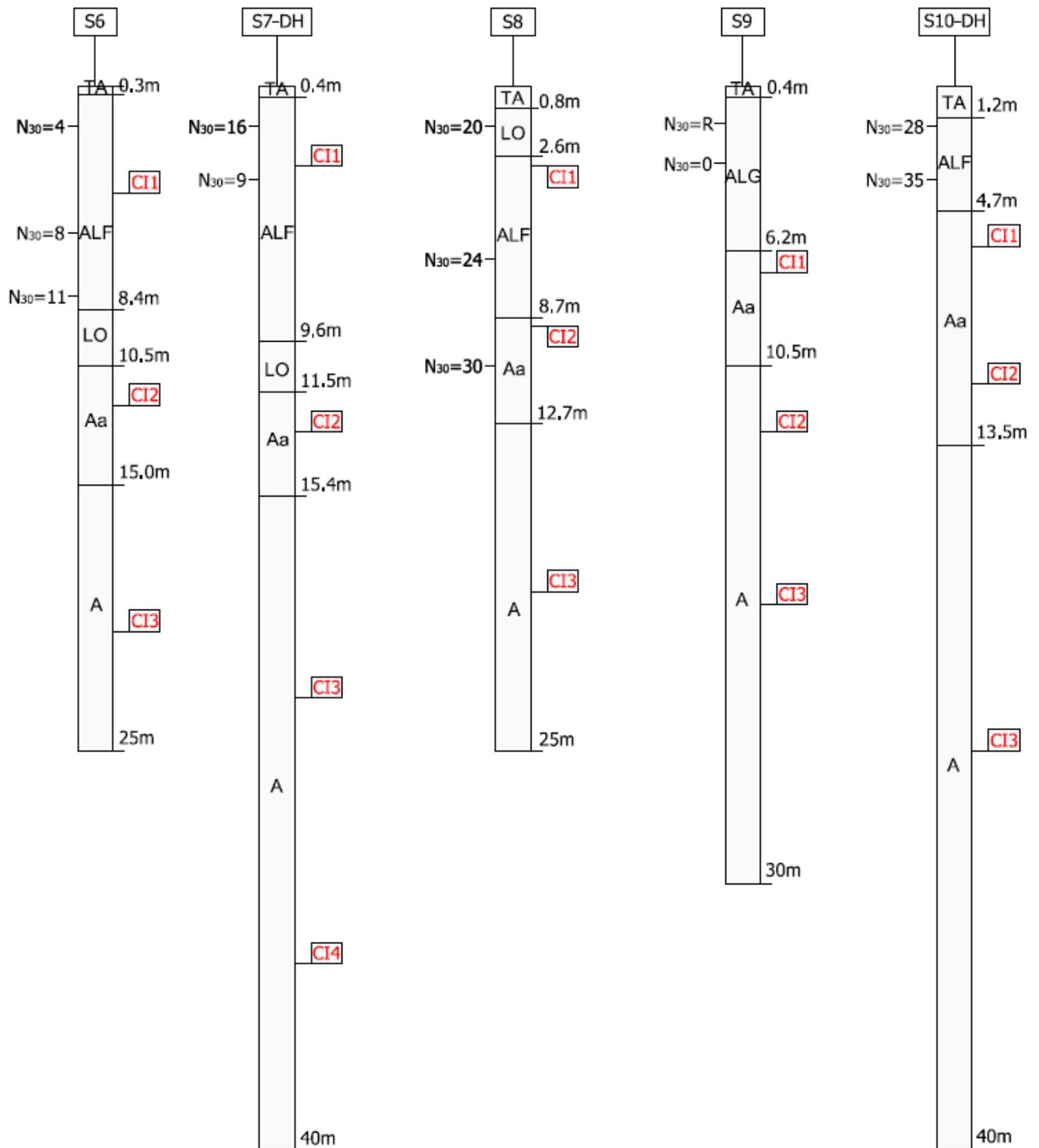
Indagini 2015 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi Se1, Se2p, Se3p



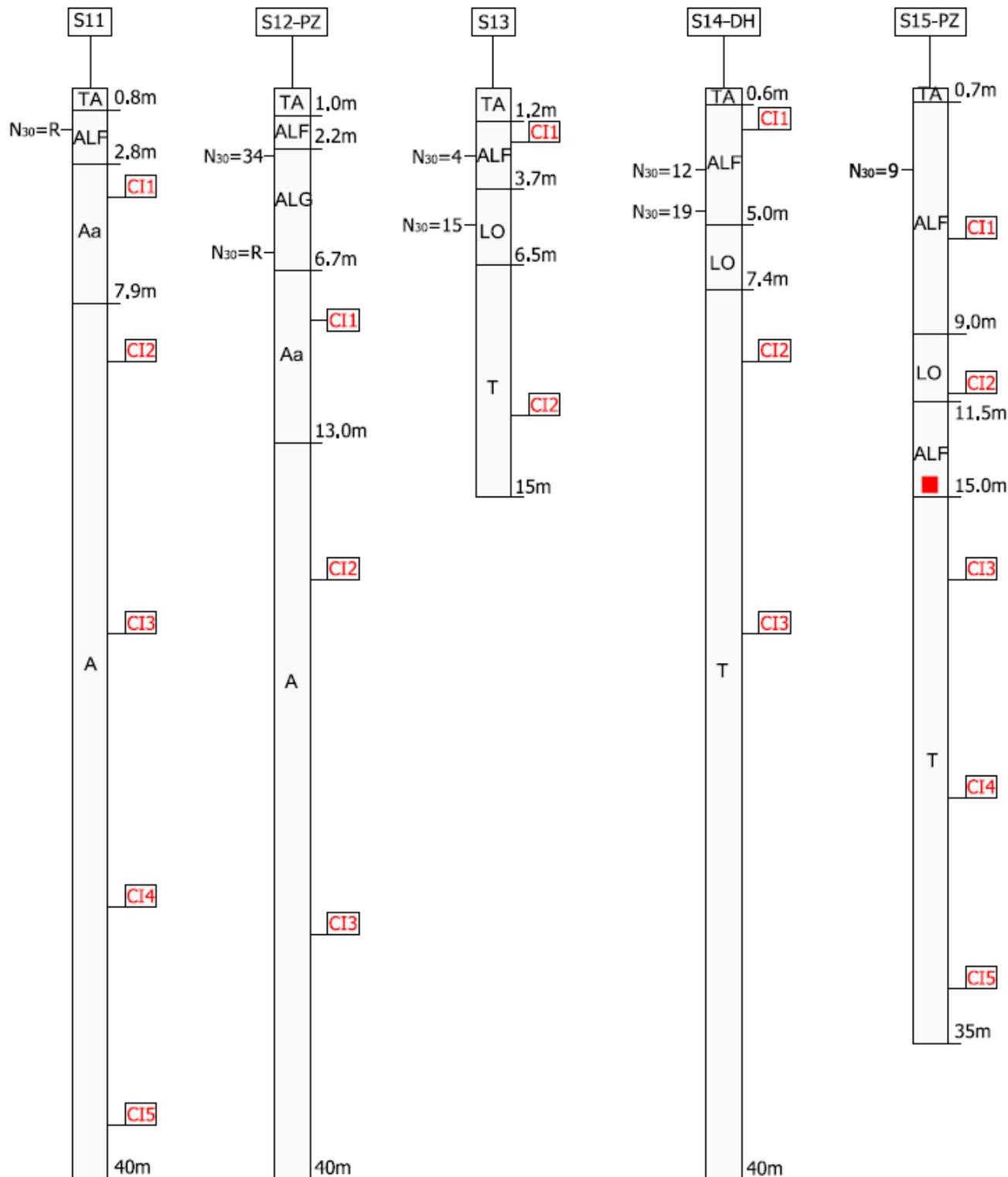
Indagini 2015 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi Se4p, S14p, Se15p



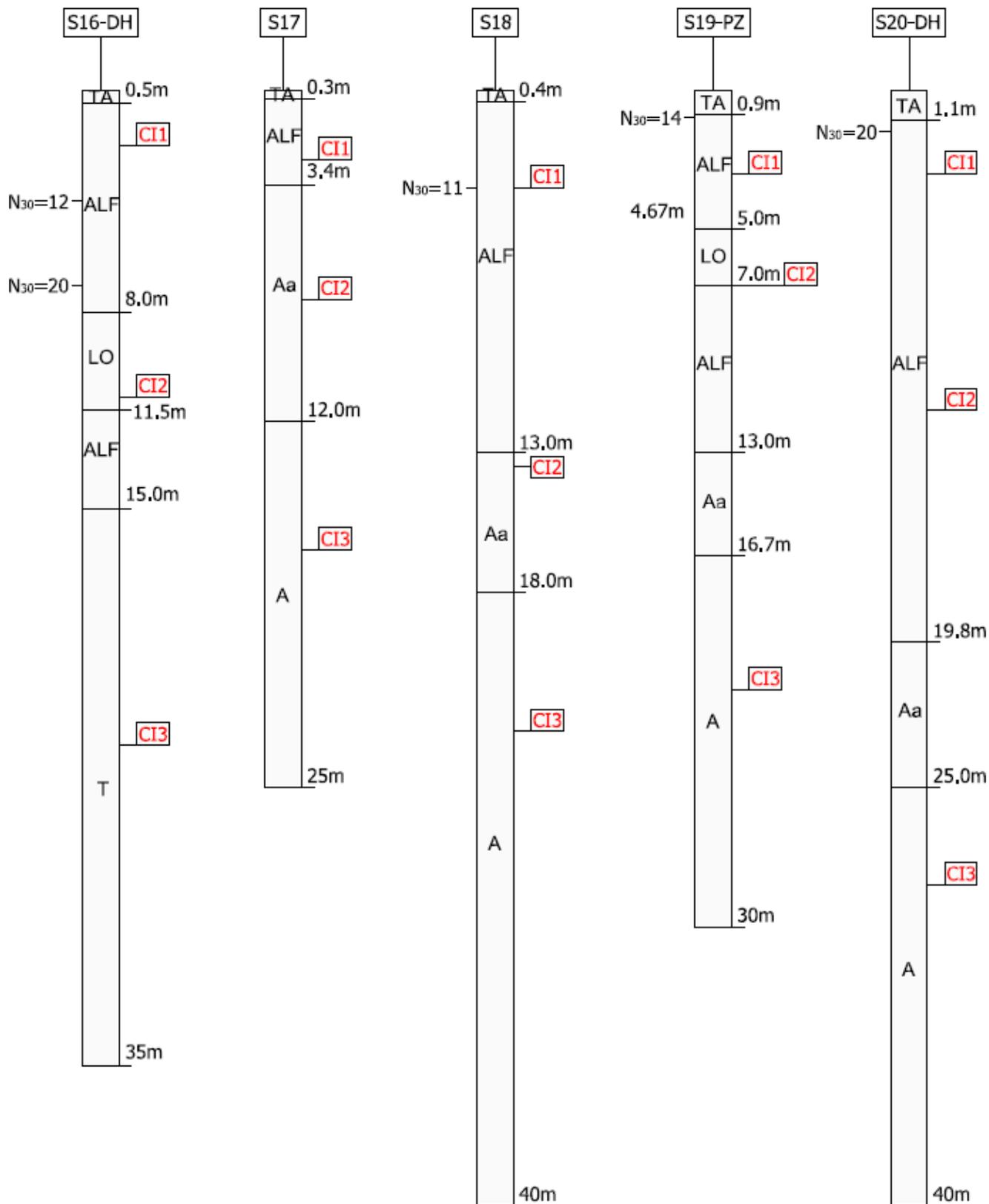
Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S1-DH, S2, S3-DH, S4, S5-PZ



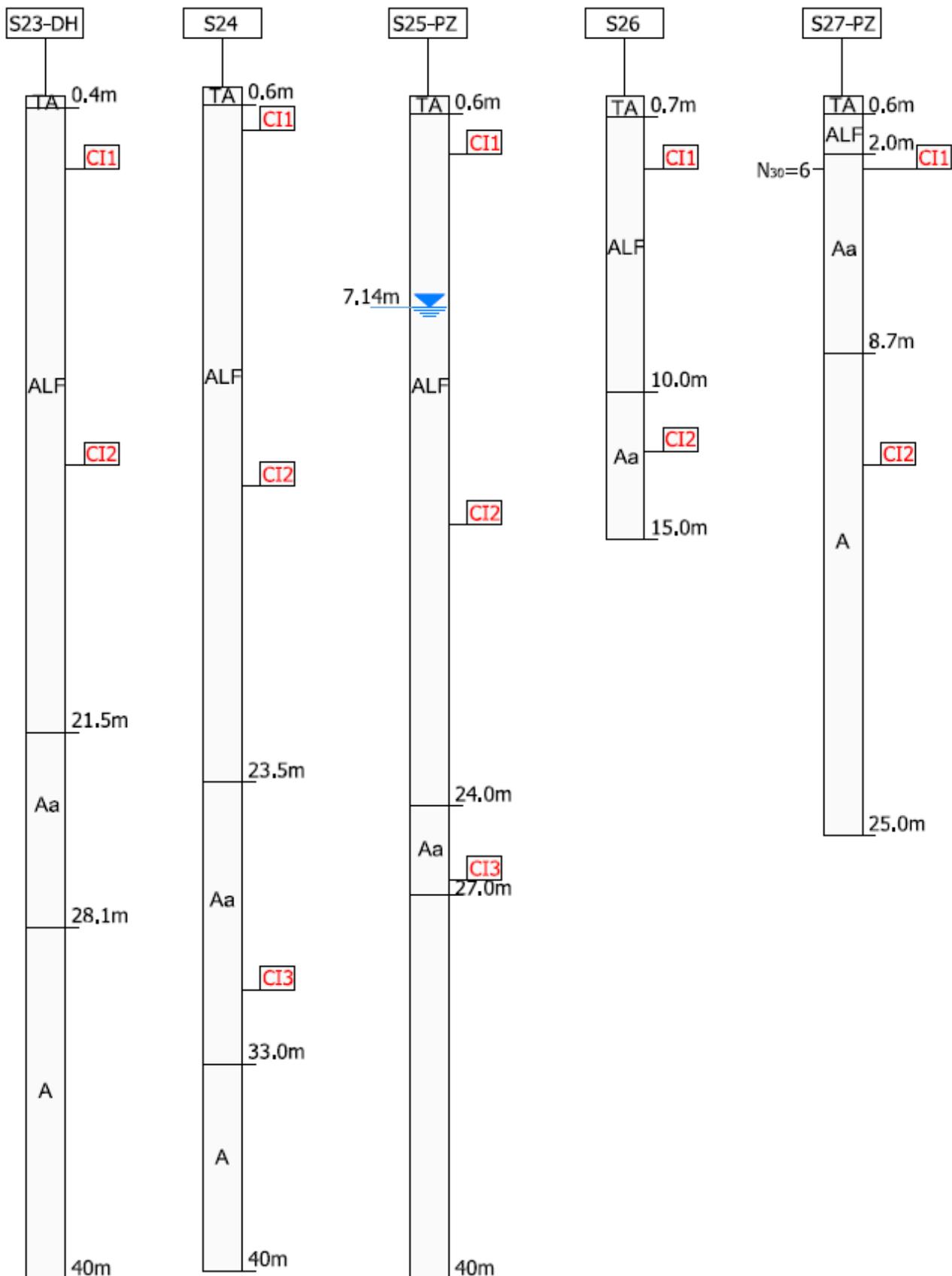
Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S6, S7-DH, S8, S9, S10-DH



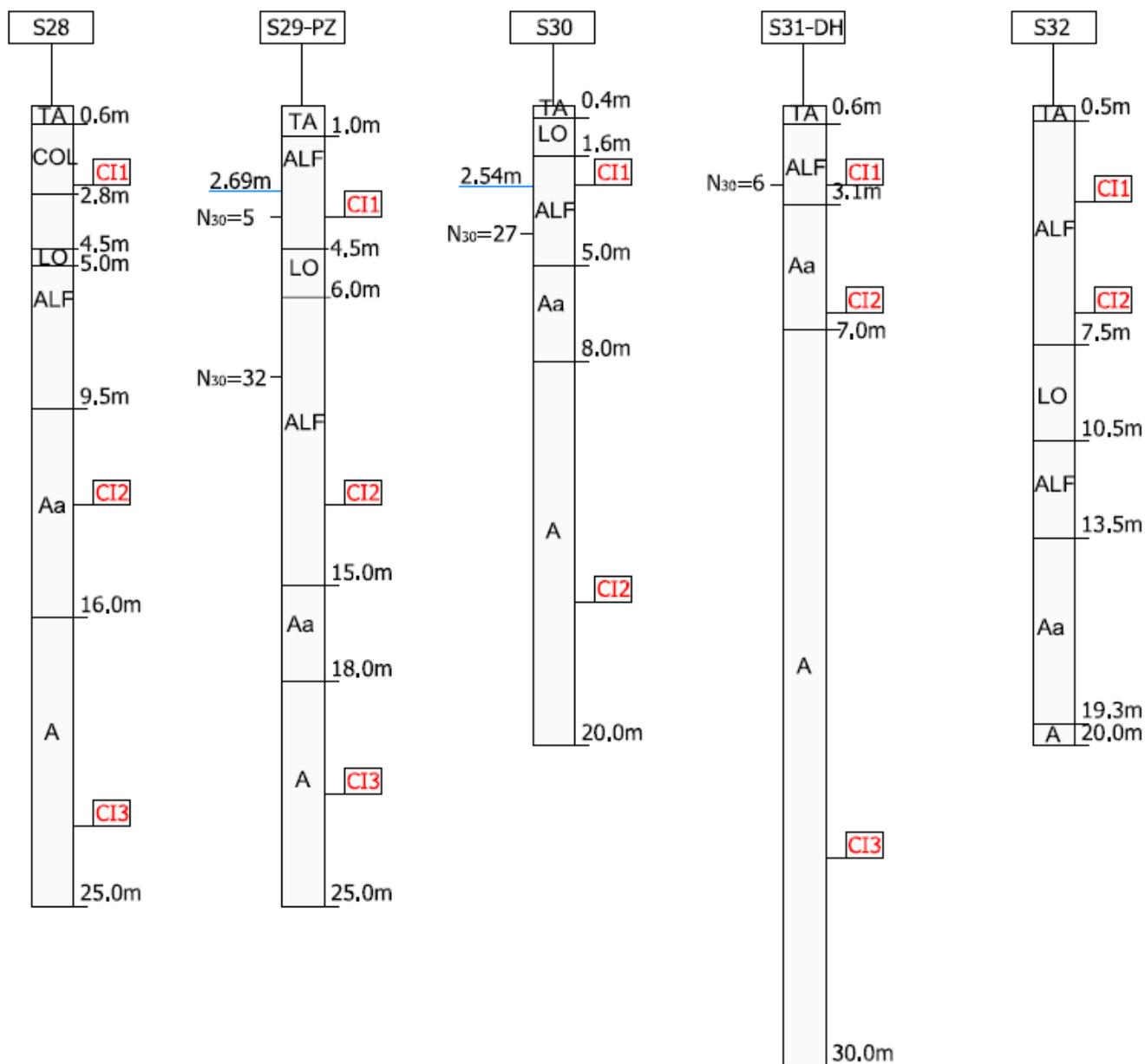
Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S11, S12-PZ, S13, S14-DH, S15-PZ



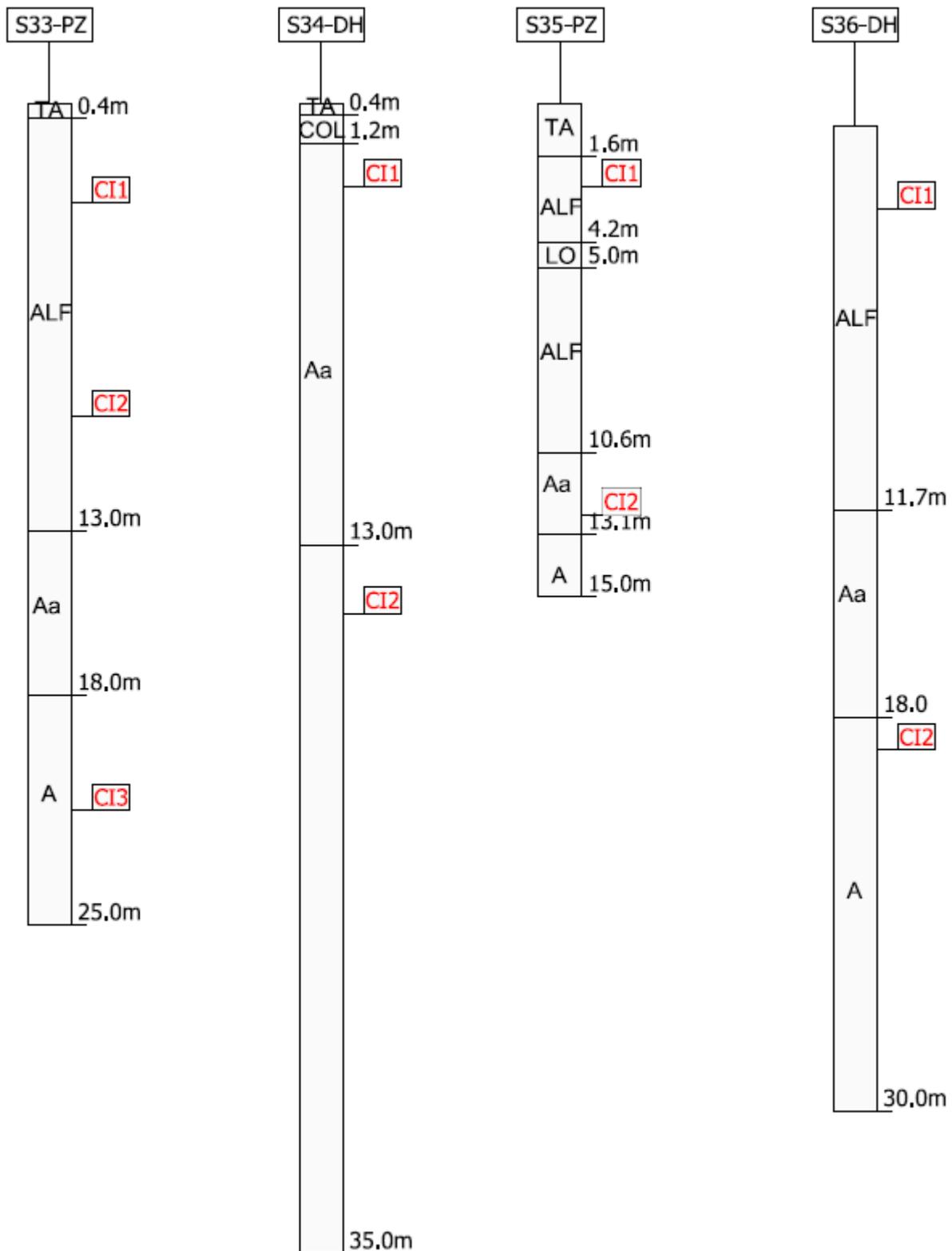
Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S16-DH, S17, S18, S19-PZ, S20-DH



Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S23-DH, S24, S25-PZ, S26, S27-PZ



Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S28, S29-PZ, S30, S3-DH, S32



Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S33-PZ, S34-DH, S35-PZ, S36-DH.