

S.S. n.130 "Iglesiente"

Eliminazione degli incroci a raso da Cagliari a Decimomannu
da km 3+000 a 15+600

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA316
CA351

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

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Francesco Nicchiarelli (Ord. Ing. Prov. Roma 14711)

RESPONSABILI D'AREA:

Responsabile Tracciato stradale: Dott. Ing. Massimo Capasso
(Ord. Ing. Prov. Roma 26031)

Responsabile Strutture: Dott. Ing. Giovanni Piazza
(Ord. Ing. Prov. Roma 27296)

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: Dott. Ing. Sergio Di Maio
(Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)

Responsabile Ambiente: Dott. Ing. Francesco Ventura
(Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:



MANDANTI:



GEOLOGO:

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

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

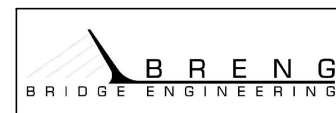
Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Francesco Corrias




**GEOLOGIA, GEOTECNICA E SISMICA
RELAZIONE GEOTECNICA**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO LIV. PROG. ANNO CA316351 D 19		CA316_T00GE00GETRE01-A			
		CODICE ELAB.	T00GE00GETRE01	A	-
D		-	-	-	-
C		-	-	-	-
B		-	-	-	-
A	EMISSIONE	APR 2020	V. CANZONERI	V. CANZONERI	F. NICCHIARELLI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO


INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3	CENNO GEOLOGICO	9
4	INDAGINI GEOTECNICHE.....	11
4.1	Campagna d'indagini 2005.....	11
4.2	Campagna d'indagini 2019:.....	13
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	16
5.1	Materiali di riporto - Terreno agrario o vegetale - TR.....	19
5.2	Sabbia ghiaiosa limosa e limo sabbioso - SL	20
5.3	Ghiaia – G.....	25
5.4	Argilla alluvionale (A) – Argilla Fm. Samassi (SAM)	30
5.5	Falda	40
5.6	Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni	40
5.7	Caratterizzazione sismica dei terreni.....	43
	5.7.1 Rischio liquefazione nei terreni	45
6	RAPPORTI OPERE-TERRENI	47
6.1	Viadotti – Ponti – Sottovia - Cavalcavia.....	47
	6.1.1 CV01 – Cavalcavia 1 - Elmas.....	48
	6.1.2 PO01 - Ponte Riu Sestu – Elmas.....	50
	6.1.3 VI01 – Viadotto SV01 - Elmas.....	50
	6.1.4 VI02 - Viadotto SV02 - Assemini.....	53
	6.1.5 ST01 – Sottovia ciclopedonale 01 - Assemini.....	56
	6.1.6 PO02 - Ponte Rio Sa Nuxedda - Assemini.....	56
	6.1.7 ST02 – Sottovia ciclopedonale 02 - Assemini.....	57
	6.1.8 VI03 – Viadotto SV03 - Assemini.....	58
	6.1.9 VI04 – Viadotto SV04 - Decimomannu	60
	6.1.10 ST03 – Sottovia ciclopedonale 03 - Decimomannu	61
6.2	Rilevati.....	62
	6.2.1 Tratto Elmas	63
	6.2.2 Tratto Assemini	64

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

6.2.3	Tratto Decimomannu	65
6.3	Tratti in trincea.....	66
7	QUESTIONI GEOTECNICHE	67
8	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI	71
8.1	Rilevati presi in esame e schemi di calcolo	71
8.2	Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione	73
8.3	Calcolo dei cedimenti.....	74
8.4	Risultati dei calcoli.....	75
9	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	79
9.1	Schemi fisici di riferimento	79
9.2	Procedura di calcolo	80
9.3	Codice di calcolo	82
9.4	Caratteristiche geotecniche dei terreni.....	83
9.5	Risultati delle verifiche.....	84

APPENDICE: Colonne stratigrafiche dei sondaggi

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		
CA136-351	Relazione Geotecnica	

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica è stata redatta nell'ambito del progetto definitivo degli interventi previsti per CA 316 e CA351, riguardanti i *Lavori di eliminazione degli incroci a raso nel tratto compreso tra il km 3+000 e 15+600 della S.S.130 "Iglesiente"*.

La S.S.130 collega il capoluogo Sardo con Iglesias. Inizia a Cagliari, a Nord del centro abitato e scorre per i primi chilometri in direzione Nord, passando a fianco dell'aeroporto di Cagliari – Elmas. Il tratto in progetto è quello compreso tra il km 3+000 e il km 15+600, interessando i comuni di Elmas, Assemini e Decimomannu, tutti in provincia di Cagliari.

L'area in studio, che si estende entro i limiti amministrativi dei suddetti comuni, ad Ovest del capoluogo, ricade nel settore centro-meridionale del Campidano (Sardegna meridionale) all'interno di un vasto territorio pianeggiante.

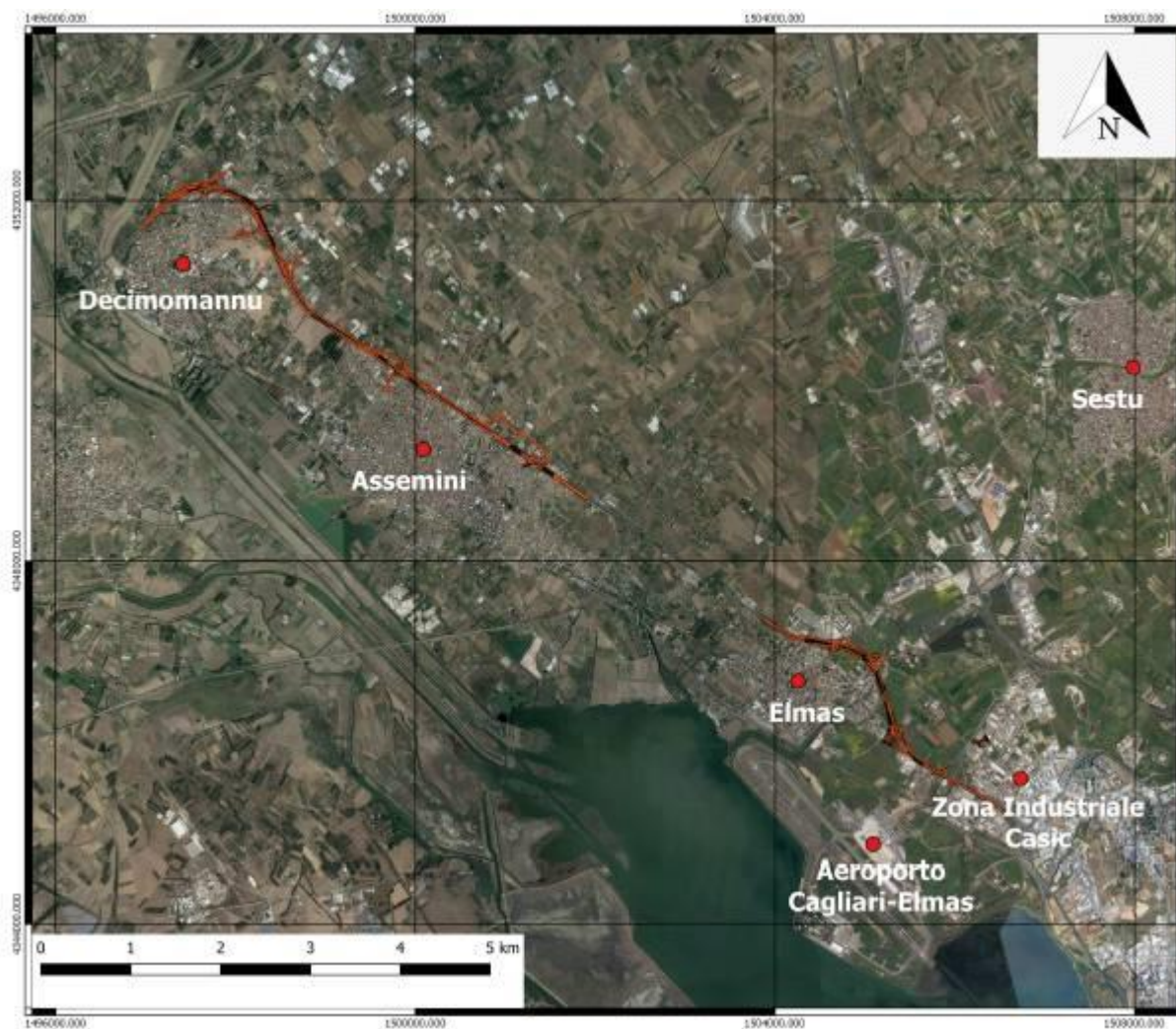
I riferimenti cartografici sono rappresentati da:

- Foglio 556" ASSEMINI" dell'I.G.M.I. [scala 1:50.000]
- Foglio 557 "CAGLIARI" dell'I.G.M.I. [scala 1:50.000]
- Sezione 557-III "CAGLIARI" dell'I.G.M.I. [scala 1:25.000]
- Sezione 557-090 "ELMAS" della C.T.R. [scala 1:10.000]

Planimetricamente è possibile individuare tre tratti coincidenti con i comuni attraversati dalla Statale ed identificati come segue:

- ❖ Elmas dal km 0+000 al km 2+860
- ❖ Assemini dal km 5+200 al km 9+280
- ❖ Decimomannu dal km 9+280 al km 11+671.

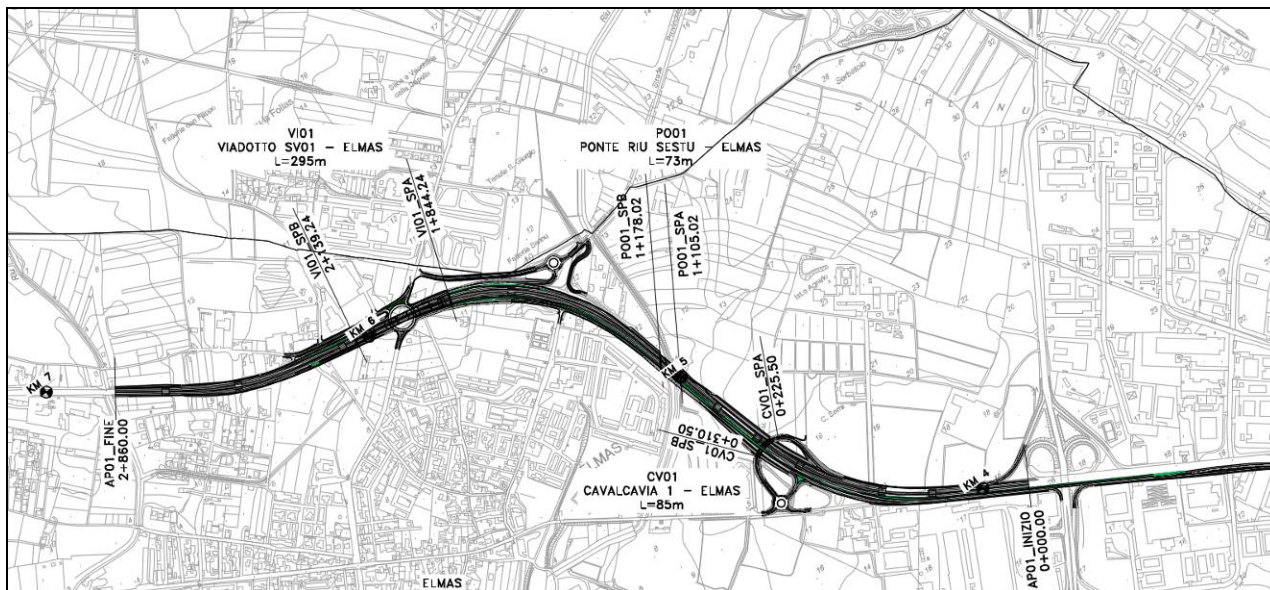
Dal punto di vista altimetrico il tracciato prevede ampi tratti su rilevato che consentono la realizzazione delle opere di attraversamento idraulico ed una opportuna sopraelevazione del corpo stradale dalla piana alluvionale. I tratti in rilevato sono intervallati da ponti e viadotti per il superamento delle incisioni più importanti.



Ubicazione degli interventi

Le principali opere d'arte nel comprensorio del Comune di Elmas sono:

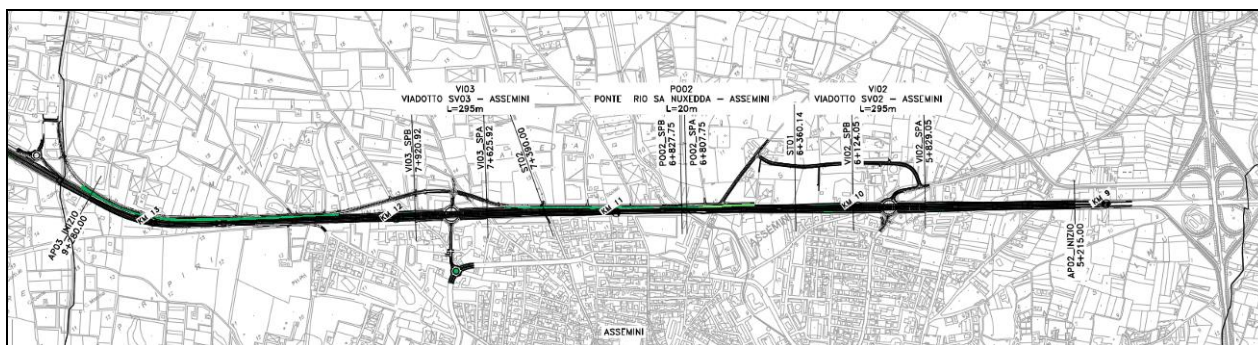
- PO01 - Ponte Riu Sestu L = 73 m. Progressiva di progetto 1+105.02 - 1+178.02
- VI01 - Viadotto su SV01 L = 295 m. Progressiva di progetto 1+844.24 - 2+139.24
- CV01 Cavalcavia 1 L= 73 m. Progressiva di progetto 0+794.07



Interventi nel Comune di Elmas

Nel territorio del Comune di Assemini si prevede di realizzare le seguenti opere:

- VI02 - Viadotto su SV02 L = 295 m. Progressiva di progetto 5+829.05 - 6+124.05
- PO02 – Ponte Riu Sestu L = 20 m . Progressiva di progetto 6+807.75 - 6+827.75
- VI03 - Viadotto su SV03 L = 295 m. Progressiva di progetto 7+625.92 - 7+920.92
- ST01 - Sottovia 4x2.5 ciclo-pedonale. Pr. di progetto 6+360.14
- ST02 - Sottovia 4x2.5 ciclo-pedonale. Progressiva di progetto 7+390.00

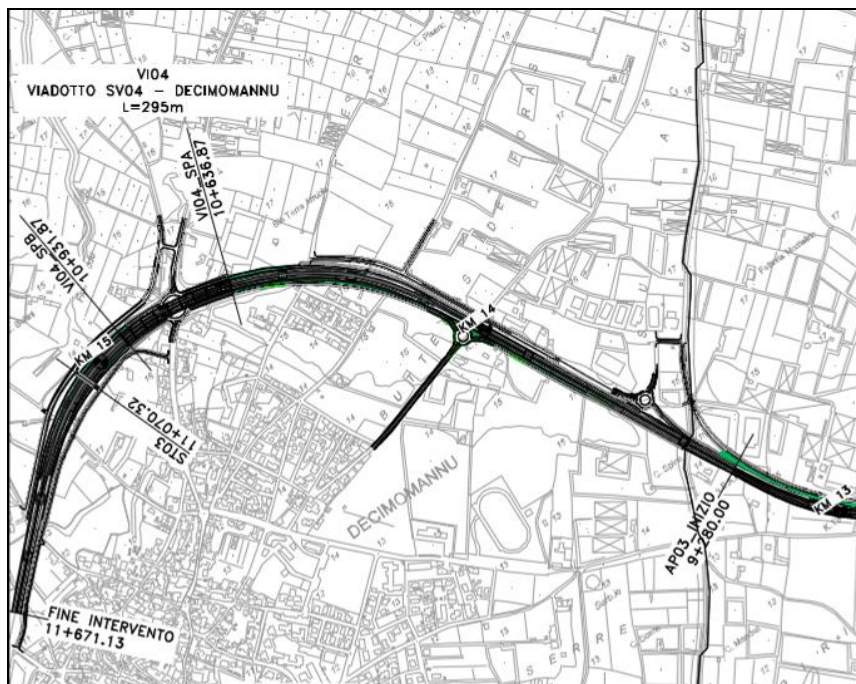


Interventi nel Comune di Assemini.

Il territorio del Comune di Decimomannu sarà interessato dai seguenti manufatti principali:


- VI04 - Viadotto su SV04 L = 295 m. Progressiva di progetto 10+636.87 - 10+931.87

- ST03 - Sottovia 5x10 carrabile + ciclopedonale. Progressiva di progetto 11+068.40




Interventi nel Comune di Decimomannu.


Lo studio geotecnico, 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 e dei tratti in scavo e in rilevato; l'esecuzione di calcoli geotecnici di verifica.

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

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".
- Decreto Presidente Regione Sardegna n.35 del 21-3-2008 - "Approvazione delle Norme di Attuazione del P.A.I.".
- D.M. 14/01/2008 - "Nuove Norme tecniche per le costruzioni".
- Delibera Giunta Regionale della Sardegna del 30/03/2004 n.15/31- Disposizioni preliminari in attuazione dell'O.P.C.M. n.3274/2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica."
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274/2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica."; modificata dall'O.P.C.M. 3431 del 03/05/2005.
- Eurocodice 7.2 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI.
- Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI.
- Eurocodice 8 (1998). Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. UNI.
- Circolare ministeriale LL.PP. 24/09/88 n. 30483 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D.M. 11/03/88 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche – Associazione Geotecnica Italiana (1977)
- Modalità tecnologiche per l'esecuzione di indagini geognostiche - ANISIG (1977)

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

3 CENNO GEOLOGICO

L'area interessata dal progetto si caratterizza per la diffusa presenza sotto copertura detritica alluvio-colluviale quaternaria della successione argilloso-marnosa e sabbioso-arenacea del Miocene medio, costituente il substrato geologico litificato.

La copertura detritica caratterizzante il bordo orientale dello Stagno di Cagliari (zona di Elmas) è riferibile essenzialmente al Quaternario recente (Olocene) con estesi depositi di genesi continentale in ambiente fluviale e fluvio-deltizio.


La copertura detritica che caratterizza l'area dell'abitato di Assemini è riferibile essenzialmente al Quaternario recente (Olocene) con estesi depositi di genesi continentale in ambiente fluviale e fluvio-deltizio collegati al Rio Sa Nuxedda, affluente del fiume Flumini Mannu.

Anche la copertura detritica caratterizzante l'area dell'abitato di Decimomannu è riferibile al Quaternario recente (Olocene); in questo caso i depositi di genesi continentale in ambiente fluviale e fluvio-deltizio sono collegati al Rio Mannu ed al Flumini Mannu.

Si tratta di prevalenti alluvioni ghiaioso-ciottolose e ghiaioso-sabbiose con intercalazioni di sabbie-limose e limi argillosi. Nel corso del tempo e dell'evoluzione morfologica del settore meridionale del Campidano, questi depositi sono stati interessati da numerosi episodi di terrazzamento sino a dare origine all'attuale configurazione plano-altimetrica del settore.


Le formazioni litologiche presenti nel settore in studio, seppur non tutte affioranti, sono schematizzabili con la seguente sequenza stratigrafica, dai termini più recenti a quelli più antichi:

- ❖ Depositi antropici. Età: Olocene.
 - Discariche industriali (h1i).
 - Materiali di riporto e aree bonificate (h1r).
- ❖ Coltri eluviali-colluviali (b2). Età. Olocene.
 - Detriti grossolani in matrice limosa-siltosa con intercalazioni di suoli più o meno evoluti.
- ❖ Depositi alluvionali. Età. Olocene.
 - Ghiaie variamente sabbiose con intercalazione di limi argillosi (ba).
 - Sabbie variamente ghiaiose con intercalazione di limi argillosi (bb).
 - Argille variamente sabbiose con lenti e livelli ghiaiosi (bc).
- ❖ Depositi alluvionali terrazzati. Età. Olocene.

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

- Ghiaie grossolane prevalenti, con lenti di sabbie e ghiaie fini a stratificazione incrociata (bna).
 - Sabbie grossolane prevalenti, con lenti di sabbie e ghiaie fini a stratificazione incrociata (bnb).
 - Argille variamente sabbiose con lenti ghiaiose (bnc).
- ❖ Formazione Samassi. Età Plio-Pleistocene.
- Marne siltose biancastre o grigio chiaro e argille grigio-verdastre o rosso-brune (SAMc), con frequenti noduli concrezionati argilloso-calcarei, alternata a sabbia quarzosa (SAMb) con lenti ciottolose (SAMA), ambiente continentale fluvio-deltizio.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica.

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

4 INDAGINI GEOTECNICHE

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

- al riconoscimento e 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 (ponti, viadotti, rampe svincoli, cavalcavia, sottovia); alla definizione degli interventi dei tratti in trincea e rilevato.

Le caratteristiche dei terreni e delle rocce interessati dal tracciato sono state investigate con due campagne di indagini geognostiche e geotecniche svolte nel 2005 e nel 2019.

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

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

4.1 Campagna d'indagini 2005

Le caratteristiche dei terreni interessati dal tracciato sono state investigate con una prima campagna di indagini geognostiche e geotecniche e relative prove di laboratorio geotecnico svolta nel 2005 nell'ambito del Progetto Definitivo.

Le indagini in sito sono state svolte dalla PROGEO LAVORI s.r.l. per conto della Regione Sardegna – Assessorato LL.PP. e hanno compreso n° 34 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo.

Durante le perforazioni sono state eseguite 93 prove penetrometriche dinamiche S.P.T. e sono stati installati 22 piezometri a tubo aperto.

Lungo le verticali sono stati prelevati quaranta campioni di terreno, 3 dei quali indisturbati.

Nel seguito si riporta una sintesi dei risultati delle prove SPT.

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S1	4.60	R
S1	9.00	33
S1	16.00	16
S2	6.40	R
S2	10.00	21
S2	13.00	44
S1	1.50	R
S1	3.00	53
S1	4.50	60
S1	7.00	44
S1	3.00	26
S1	6.00	19
S1	1.00	21

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S1	3.00	33
S1	5.00	41
S1	8.00	34
S2	1.50	36
S2	3.00	14
S2	6.80	18
S2	10.00	33
S2	14.00	56
S3	2.00	15
S3	4.50	42
S3	7.00	66
S3	11.00	R
S4	3.00	23

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S1	2.00	44
S1	5.50	32
S1	8.00	41
S2	1.50	36
S2	5.00	62
S2	11.00	25
S3	1.50	48
S3	4.50	56
S3	11.00	25
S1	2.50	R
S1	4.50	R
S1	7.50	12
S1	15.00	56


C	da m	N _{SPT}
S2	2.00	25
S2	7.50	31
S3	2.00	R
S3	6.80	32
S4	2.00	76
S4	4.00	68
S4	7.00	34
S1	2.00	48
S1	5.00	49
S1	2.50	31
S1	8.00	35
S1	1.50	52

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S1	5.00	54
S2	1.50	50
S2	4.00	49
S3	2.00	58
S3	6.00	52
S1	1.50	43
S1	4.00	49
S1	7.00	32
S1	10.00	20
S1	1.50	R
S1	4.50	R
S1	7.00	R

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S2	2.00	50
S2	5.00	R
S2	7.00	R
S3	1.50	33
S3	5.00	R
S4	1.50	R
S4	4.50	50
S1	1.50	10
S1	4.30	27
S1	6.30	8

Risultati delle Prove Penetrometriche Dinamiche SPT

Le prove di laboratorio, eseguite dalla GEOSYSTEM su 14 campioni, sono state finalizzate alla determinazione delle caratteristiche fisiche (prove di classificazione) e meccaniche dei terreni (taglio diretto CD, compressione edometrica).

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA136-351	Relazione Geotecnica	

4.2 Campagna d'indagini 2019:

Una nuova campagna di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche è stata condotta nel febbraio – marzo 2019, per conto di ANAS S.p.A., dalla società TECNO IN S.p.A. di Napoli, nell'ambito del Progetto Definitivo.

La campagna d'indagini è stata svolta 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.

Le indagini in sito hanno compreso:

- n° 22 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo spinti fino ad una profondità massima di 35 m.

Lungo le verticali sono stati prelevati 47 campioni indisturbati e 134 campioni rimaneggiati di terreno. Sono state eseguite 3 prove di permeabilità Lefranc e 137 prove penetrometriche dinamiche S.P.T.. Sei fori sono stati condizionati con tubazione per l'esecuzione di prove Down-Hole. Sono stati installati 2 piezometri a tubo aperto, 1 piezometro Casagrande e 3 misti (tubo aperto/Casagrande);

- n° 14 pozzetti esplorativi spinti fino ad una profondità di 2,3 m dal piano di campagna. All'interno dei pozzetti sono stati prelevati 14 campioni rimaneggiati di terreno.
- n. 6 indagini sismiche in foro Down-Hole;
- n. 8 profili sismici tomografici a rifrazione di lunghezza compresa tra 48 m e 55 m.

Nel seguito si riporta una sintesi dei risultati delle prove SPT e delle prove di permeabilità Lefranc.

Sondaggio	da m	N _{SPT}	Sondaggio	da m	N _{SPT}	Sondaggio	da m	N _{SPT}
S01-DH	3,1	13	S02-PZ	6,9	12	S04-PZ	7,25	10
S01-DH	5,8	16	S02-PZ	11,4	37	S04-PZ	20,9	7
S01-DH	7,9	9	S02-PZ	13,6	35	S04-PZ	22,85	24
S01-DH	14,1	16	S03-DH	3	39	S05	3,2	38
S01-DH	16,6	8	S03-DH	5,4	26	S05	5,15	9
S01-DH	18,8	14	S03-DH	7,6	27	S05	7,1	6
S01-DH	21,3	17	S03-DH	12,6	14	S05	9,05	11
S01-DH	23,5	9	S03-DH	17,1	11	S05	11	12
S01-DH	29,6	15	S03-DH	23	2	S05	12,95	10
S01-DH	32,15	17	S03-DH	24,9	3	S05	14,9	20

CA136-
351

Relazione Geotecnica

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S02-PZ	3,5	11

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S04-PZ	3	26

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S06	3	45

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S06	4,95	34
S06	6,9	27
S06	16,5	10
S06	18,45	14
S07-DH	3,15	5
S07-DH	8,7	9
S07-DH	10,9	13
S07-DH	15,8	7
S07-DH	17,85	10
S07-DH	19,8	26
S07-DH	24,35	49

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S07-DH	31	RIF
S08-PZ	3,25	39
S08-PZ	6,3	15
S08-PZ	9	9
S08-PZ	11,5	4
S08-PZ	13,75	12
S08-PZ	16	20
S08-PZ	23,25	15
S09-PZ	3,5	14
S09-PZ	9,85	50
S10-DH	3,5	7

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S10-DH	7,4	41
S11	3,2	63
S11	5	68
S11	6,8	RIF
S11	8,4	62
S11	10,35	7
S11	12,3	27
S11	14,2	RIF
S12	3	57
S12	4,95	57
S12	6,9	11

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S12	10,8	13
S12	12,75	4
S12	14,7	9
S12	16,65	4
S12	18,6	11
S13-DH	3,1	53
S13-DH	5	47
S13-DH	7,65	29
S13-DH	10,5	16
S13-DH	12,8	11
S13-DH	14,7	27

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S13-DH	18,7	65
S13-DH	25,55	36
S13-DH	27,3	18
S13-DH	29,5	23
S14-PZ	3,3	51
S14-PZ	5,45	22
S14-PZ	7,8	49
S14-PZ	11,3	24
S14-PZ	13,8	17
S14-PZ	16,6	40
S14-PZ	18,7	45

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S14-PZ	22,7	RIF
S15	2,65	49
S15	4,85	48
S15	7	37
S15	10	24
S15	12,2	31
S15	14,5	17
S15	16,25	9
S16	3,2	52
S16	5,3	62
S16	7,45	RIF

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S17-PZ	3,05	48
S17-PZ	5,2	29
S17-PZ	6,9	21
S17-PZ	8,8	64
S17-PZ	15,75	5
S18-DH	3	57
S18-DH	5,35	RIF
S18-DH	7,6	27
S18-DH	10	16
S18-DH	14,25	28
S18-DH	24,4	13

Sondaggio	da m	N _{SPT}
S19	5,3	37
S19	7,2	41
S19	9,75	37
S19	12,8	30
S20	3	49
S20	6,3	33
S20	9,6	16
S20	11,85	14
S20	14,1	22
S21	3,35	63
S21	5,6	50


Sondaggio	da m	N _{SPT}
S21	10,45	68
S21	13,9	34
S21BIS	17,75	31
S21BIS	19,7	11
S21BIS	21,8	30

Risultati delle Prove Penetrometriche Dinamiche SPT

Sondaggio	Da m	A m	Sigla terreno	Litologia	Coefficiente di permeabilità k [m/s]
S6	6,00	6,50	G	Ghiaia in abbondante matrice sabbioso limosa	3,0E-05
S12	6,00	6,50	G	Ghiaia in abbondante matrice sabbioso limosa	2,7E-05
S14-PZ	7,00	7,50	G	Ghiaia in abbondante matrice sabbioso limosa	2,9E-05

Risultati delle Prove di permeabilità Lefranc

In laboratorio si è proceduto all'esecuzione di cicli completi di prove d'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 per staccatura e sedimentazione. 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 ad espansione laterale libera, prove di compressione edometrica).

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA136-351	Relazione Geotecnica	

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti lungo il tracciato stradale si è fatto riferimento ai risultati delle due campagne di indagini, richiamate nel paragrafo precedente, a conoscenze acquisite nel corso di indagini geologiche e geotecniche svolte nelle aree in esame e a dati di letteratura. Altre informazioni sono state estrapolate dal "Catalogo SG^f" dell'ISPRA.

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

TR	Terreno agrario Limo argilloso sabbioso di colore marrone, con elementi lapidei di varia natura, di dimensioni centimetriche. Materiali di riporto
SL	Sabbia limosa. Alternanza di sabbia ghiaiosa limosa e limo sabbioso argilloso di colore variabile da beige a marrone arancio a rossastro, con lenti limose ed elementi lapidei poligenici di dimensioni da millimetriche a centimetriche. La frazione sabbiosa è da poco a mediamente addensata; la componente limosa argillosa è da poco a mediamente consistente.
G	Ghiaia Ghiaia da media a grossa in matrice limosa sabbiosa o limosa argillosa, da sciolta a mediamente addensata. Gli elementi lapidei sono poligenici, da centimetrici a decimetrici, da arrotondati a sub-arrotondati. La frazione limosa argillosa è di colore variabile dal beige al marrone, da molle a mediamente consistente.
A	Argilla di origine alluvionale. Argilla, argilla sabbiosa limosa, limo argilloso sabbioso, da poco consistente a molto consistente, di colore variabile dal beige al marrone al grigio verdastro. A tratti si riconosce una tessitura pseudo laminare o caotica. Sono presenti lenti e livelli ghiaiosi, lenti limose biancastre, bande e striature da marrone a ocra a grigio e talora residui nerastri di materia organica.
SAM	Argilla della Fm. Samassi. Argilla, argilla sabbiosa limosa, limo argilloso sabbioso, da poco consistente a molto consistente, di colore variabile dal beige, al marrone, al grigio verdastro, al rossastro. A tratti si riconosce una tessitura pseudo laminare o caotica. Sono presenti livelli ghiaiosi, lenti limose biancastre, bande e striature da ocra a grigio azzurro, piccole lenti nerastre. Talvolta si rinvengono elementi lapidei poligenici a spigoli vivi di dimensioni millimetriche e sub-centimetriche.

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 d'indagine.

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

L'intero tracciato insiste su terreni alluvionali a grana grossa (ghiaia G), che si rinvengono in affioramento, ovvero al di sotto di una modesta coltre di terreno agrario o di materiali di riporto.

Lungo il tratto "Elmas", dal km 0+000 al km 2+860, i terreni G assumono solitamente uno spessore compreso tra 2 m e 8 m e si spingono fino a oltre 17 m di profondità poco oltre il ponte PO01. La ghiaia ricopre in genere i terreni della Fm. Samassi, ivi costituiti principalmente di argilla SAM. Quest'ultima ingloba livelli di sabbia limosa SL e ghiaia G della medesima formazione. Superata la progressiva 1+700 m circa, la ghiaia G si rinviene anche in profondità, al di sotto dell'argilla SAM, come accertato con il sondaggio S7-DH. Limitatamente al tratto compreso tra le progressive 0+950 m e 1+500 m circa, la ghiaia G ricopre l'argilla di origine alluvionale A.

Lungo il tratto "Assemini" la ghiaia G ricopre l'argilla SAM fino alla progressiva 5+900 m circa; più avanti, nell'area del viadotto VI02, si spinge molto in profondità, fino ad oltre 35 m, come accertato con il sondaggio S1-DH. In questa zona i termini G sono alternati a livelli di sabbia limosa SL e di argilla A fino ad una profondità di circa 25 m. Superata la progressiva 6+100 m circa si osserva uno strato piuttosto spesso di argilla A intercalato alla ghiaia. I termini G ricoprono nuovamente l'argilla SAM a partire dalla progressiva 7+100 m circa; in questo tratto si rinvengono livelli di terreni SL e A che possono raggiungere spessori anche di 7-8 m.

Lungo il tratto Decimomannu la ghiaia G assume spessori di 2-10 m ed ingloba livelli di sabbia limosa SL e argilla A che possono raggiungere spessori di 13 m e oltre. Al di sotto dei terreni G è sempre presente l'argilla SAM della Fm. Samassi.

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

I parametri di resistenza dei terreni a grana fina in termini di sforzi effettivi sono stati determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio (prove di taglio diretto CD, prove di compressione triassiale CIU e CID).

La resistenza a taglio non drenata dei terreni a grana fina Cu è stata valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio (prove di compressione monoassiale ad espansione laterale libera e prove triassiali non consolidate non drenate UU), sia

all'interpretazione dei risultati delle misure con il penetrometro tascabile sulle carote estratte nel corso dei sondaggi e delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Per le prove SPT si è fatto riferimento a Stroud (1974), che correla C_u a N_{60} , con N_{60} numero di colpi corretto per tenere conto dei fenomeni dissipativi durante il passaggio da energia cinetica del maglio a onda di energia di compressione delle aste (Schmertmann 1978).

I terreni a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa sono stati caratterizzati da parametri di resistenza in termini di sforzi effettivi, determinati sulla base dei risultati di prove di laboratorio (taglio diretto CD, triassiali CIU e CID) e di correlazioni con i risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT utilizzando le seguenti correlazioni:

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

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

- Gibbs & Holtz (1957):

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

- Schultze & Mezembach (1961):

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

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

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

$$V_s = 67,3 \times N_{60}^{0,17} \times z^{0,199} \times A \times B$$

dove:

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

	Depositi recenti	Depositi antichi
A	1,0	1,3

Coefficiente A funzione dell'epoca geologica del deposito

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

Coefficiente B funzione della composizione granulometrica del deposito

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

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

dove:

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

Pertanto risulta:

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


con ν modulo di Poisson.

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

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

5.1 Materiali di riporto - Terreno agrario o vegetale - TR

Lungo l'intero tracciato sono presenti materiali di riporto di varia natura e granulometria. Localmente si rinviene terreno agrario/vegetale, di spessore generalmente pari a 40-50 cm, costituito prevalentemente di limo argilloso sabbioso di colore marrone, con elementi lapidei di varia natura, di dimensioni centimetriche.

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

5.2 Sabbia ghiaiosa limosa e limo sabbioso - SL

I terreni SL sono costituiti di alternanze di sabbia ghiaiosa limosa e limo sabbioso argilloso, con lenti limose ed elementi lapidei poligenici di dimensioni da mm a cm. Talora è presente una tessitura pseudo-laminare.

Il colore varia da beige a marrone arancio a rossastro. La frazione sabbiosa è da poco a mediamente addensata. La componente limosa argillosa è da poco a mediamente consistente.

I terreni SL sono sia di origine alluvionale, sia appartenenti alla Fm. Samassi. In entrambi i casi sono stati determinati valori simili delle caratteristiche fisico-meccaniche e pertanto dal punto di vista geotecnico costituiscono un unico termine.

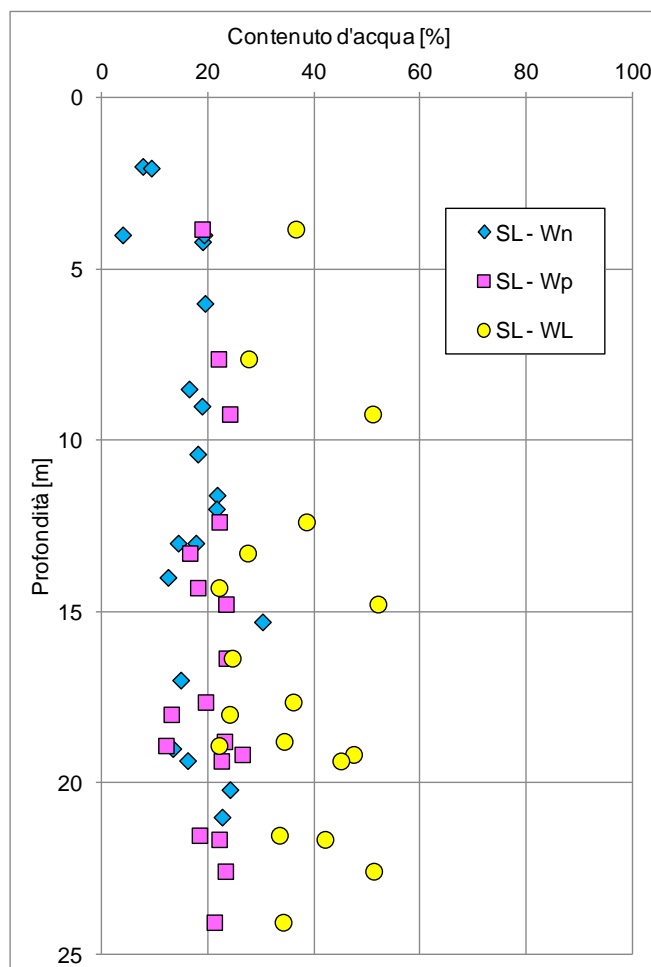
Sono presenti in numerosi sondaggi, in livelli che in genere variano tra 1,5 m e 4 m, spesso alternati alla ghiaia G ed all'argilla A. Il sondaggio ISPRA 18315 segnala terreni SL fino a 33 m di profondità. Lo spessore massimo osservato è pari a 9 m.

Sono disponibili i risultati di prove di laboratorio eseguite su numerosi campioni indisturbati.

I valori del contenuto naturale d'acqua W_N , dei limiti di consistenza W_P , W_L e del limite di ritiro W_R variano nei seguenti intervalli:

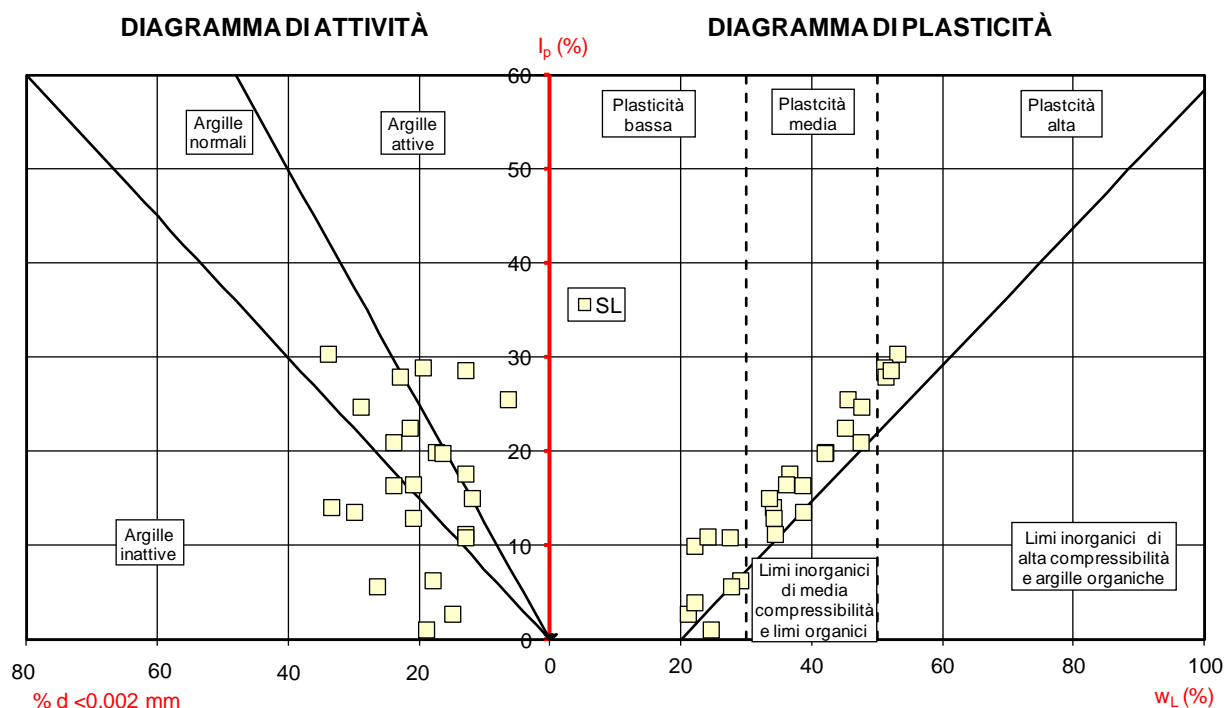
$$W_N = 4\div 30\%; W_P = 12\div 26\%; W_L = 21\div 53\%; W_R = 10\div 16\%.$$

Il grafico che segue riporta l'andamento del contenuto naturale d'acqua e dei limiti di consistenza in funzione della profondità.



Terreni SL – Andamento con la profondità del contenuto naturale d'acqua W_N e dei limiti di consistenza W_P , W_L

Il contenuto naturale d'acqua W_N risulta quasi sempre minore del limite di plasticità W_P . Dalla "Carta di plasticità" e dalla "Carta di attività" (v. sotto) si ricava che si tratta di argille di plasticità da bassa a media e di attività da bassa a alta.



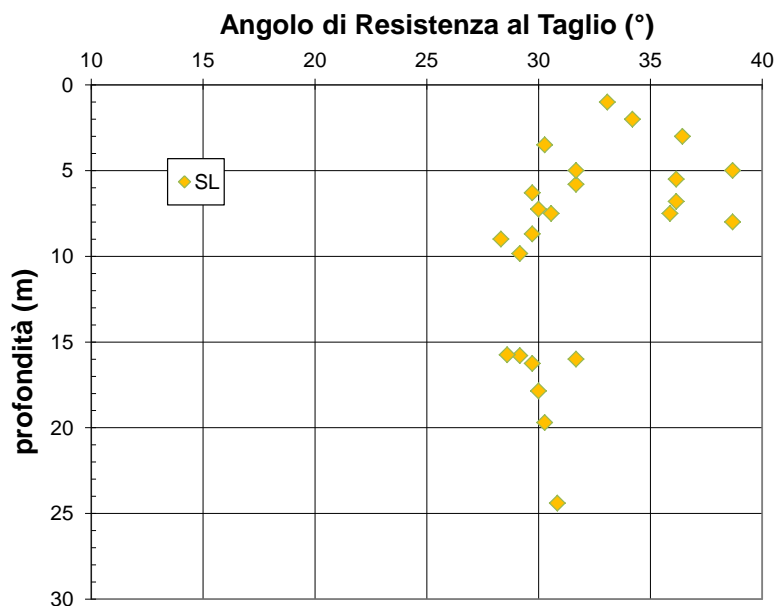
Terreni SL – Carta di plasticità e carta di attività

Il peso dell'unità di volume γ varia nell'intervallo 16÷20 kN/m³. Dal punto di vista granulometrico è classificabile da limo sabbioso argilloso ghiaioso a sabbia con ghiaia o ghiaiosa limosa. La percentuale della frazione argillosa (%d<0,002 mm) è variabile dal 3% al 34%.

I risultati di numerose prove di taglio diretto CD e di compressione triassiale CIU forniscono valori di coesione c' e angolo d'attrito φ' in termini di pressioni effettive variabili, rispettivamente, negli intervalli:

$$c' = 13 \div 41 \text{ kPa}; \quad \varphi' = 33^\circ \div 36^\circ.$$

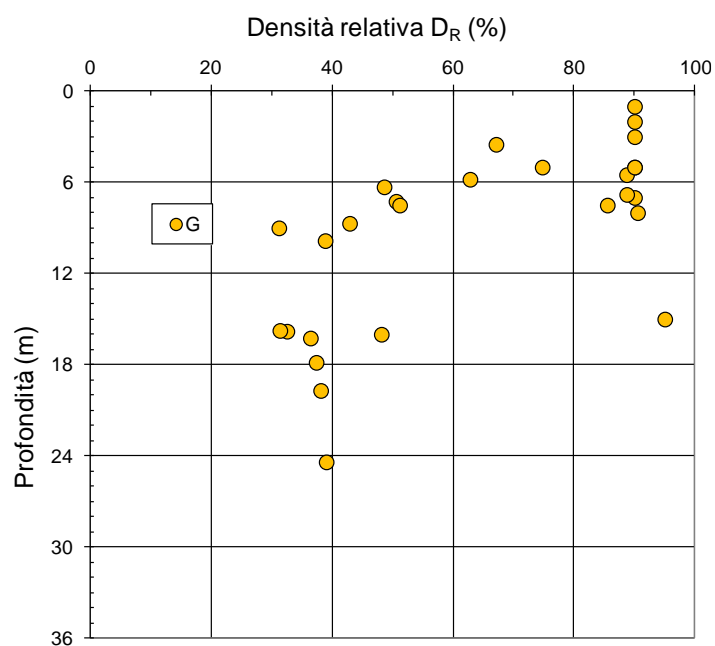
I valori dell'angolo d'attrito φ' ricavati dalle prove SPT ($N_{\text{SPT}} = 4 \div >50$) si attestano mediamente intorno a 33°, con valori minimi mai inferiori a 28° (v. figura sotto).



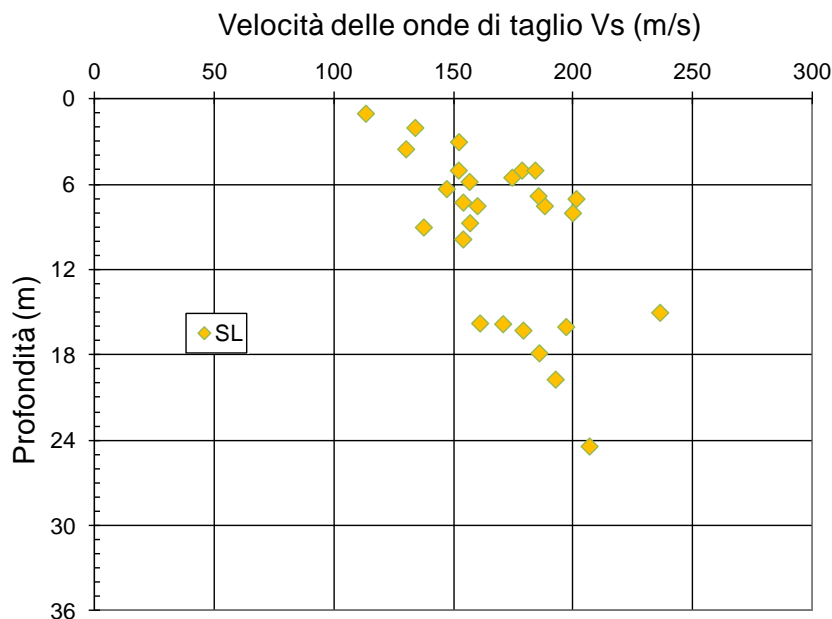
Sabbia limosa SL – Valori dell'angolo d'attrito ϕ' da prove SPT

Sempre dalle prove SPT si ottengono i seguenti intervalli di variazione della densità relativa D_r , della velocità delle onde di taglio V_s , del modulo di taglio G_0 e del modulo elastico iniziale E_0 , rappresentati nelle successive figure in funzione della profondità:

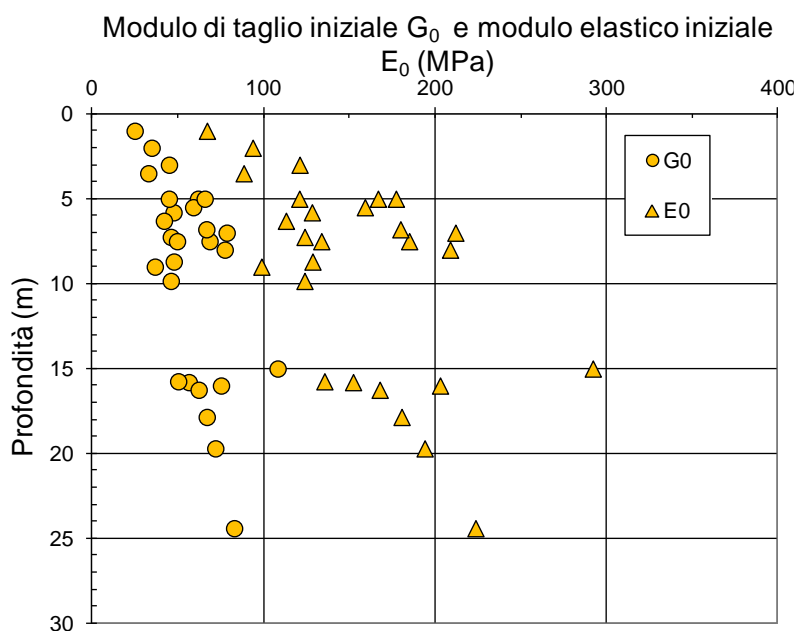
$$D_r = 31 \div 95\%; \quad V_s = 113 \div 236 \text{ m/s}; \quad G_0 = 25 \div 108 \text{ MPa}; \quad E_0 = 67 \div 292 \text{ MPa}.$$



Sabbia limosa SL – Valori della densità relativa D_r da prove SPT



Sabbia limosa SL – Valori della velocità delle onde di taglio V_s da prove SPT



Sabbia limosa SL – Valori del modulo di taglio G_0 e del modulo elastico iniziale E_0 da prove SPT

Valori più elevati di V_s e G_0 si deducono dalle prove Down-Hole e dalle tomografie sismiche ($V_s = 264 \div 591$ m/s $G_0 = 135 \div 699$ MPa).

La coesione non drenata C_u ricavata da misure con il penetrometro tascabile è compresa tra 70 kPa e 150 kPa.

In definitiva, ai terreni SL sono stati attribuiti cautelativamente i seguenti valori minimo e medio dei parametri di resistenza in condizioni drenate (c' , φ') e non drenate (C_u):

$$c'_{\min} = 13 \text{ kPa}; \quad c'_{\text{med}} = 27 \text{ kPa};$$

$$\varphi'_{\min} = 27^\circ; \quad \varphi'_{\text{med}} = 33^\circ;$$

$$C_{u\min} = 45 \text{ kPa}; \quad C_{u\text{med}} = 100 \text{ kPa}.$$

Il modulo di compressione edometrica E_{ed} , il coefficiente di compressibilità m_v , il coefficiente di consolidazione c_v , il coefficiente di permeabilità k , l'indice dei vuoti iniziale e_0 e il coefficiente di comprimibilità C_c ricavati dall'elaborazione di sei prove di compressione edometrica variano nei seguenti intervalli:

$$E_{ed} = 2 \div 15 \text{ MPa}; \quad m_v = 0,06 \div 0,95 \text{ MPa}^{-1};$$

$$c_v = 2 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}; \quad k = 2 \times 10^{-8} \div 4 \times 10^{-7} \text{ cm/s}.$$

$$e_0 = 0,46 \div 0,88; \quad C_c = 0,17 \div 0,24.$$

5.3 Ghiaia – G

La ghiaia G costituisce il termine più diffuso in affioramento lungo l'intero tracciato, essendo presente lungo tutti i sondaggi fino a una profondità massima di circa 35 m dal p.c. (verticali S1-DH, S18-DH), ad eccezione del foro S2 (Decimomannu Svincolo) eseguito nel 2005 e del sondaggio ISPRA 183195. L'indagine ISPRA 180791 segnala il termine G fino a profondità di 40 m.

Gli strati più superficiali sono di origine alluvionale. In profondità i terreni G appartengono alla Fm. Samassi.

Si rinvencono in livelli di spessore compreso tra 2 m e 10 m circa, spesso alternati alla sabbia limosa SL e alle argille A/SAM. Lo spessore massimo accertato è pari a 19,3 m (sondaggio S12).

Dal punto di vista macroscopico, si tratta di ghiaia da media a grossa in matrice limosa sabbiosa o limosa argillosa, con frequenti lenti limose argillose e bande e lenti biancastre. Gli elementi lapidei sono poligenici, da centimetrici a decimetrici, da arrotondati a sub-arrotondati. La frazione limosa argillosa è da sciolta a mediamente addensata, di colore variabile dal beige al marrone, da molle a mediamente consistente. La composizione granulometrica varia dalla sabbia ghiaiosa limosa argillosa alla ghiaia sabbiosa limosa. La percentuale della frazione argillosa ($\%d < 0,002 \text{ mm}$) è variabile da 2% a 11%.

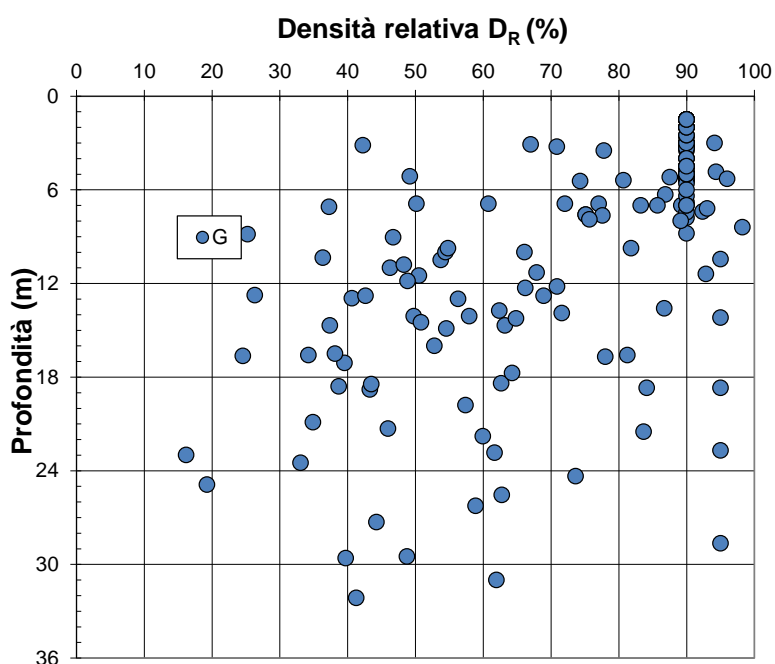
IL coefficiente di permeabilità k ricavato da prove Lefranc vale mediamente 3×10^{-05} m/s.

Il peso γ è compreso tra 17 kN/m^3 e 20 kN/m^3 .

I parametri di resistenza determinati in laboratorio sono pari a:

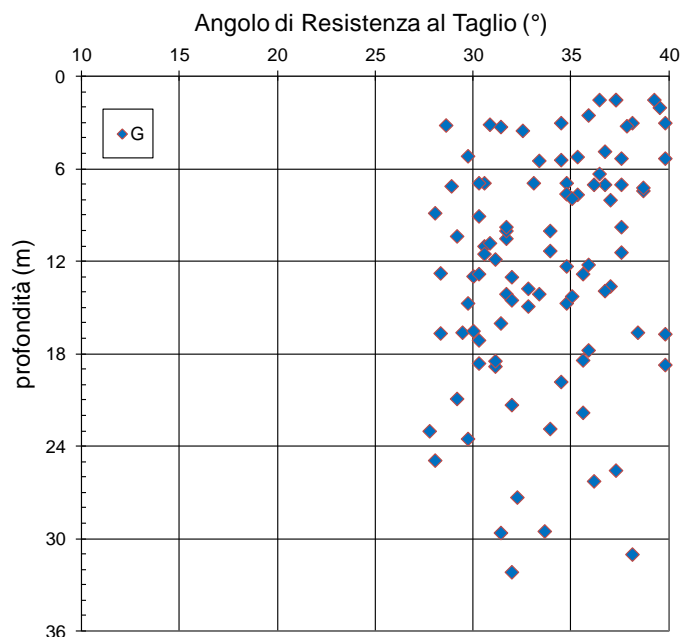
$$c' = 12 \div 15 \text{ kPa}; \quad \varphi' = 33 \div 36^\circ.$$

I valori della densità relativa D_R ricavati dalle prove SPT, per $N_{\text{STP}} > 20$, sono generalmente maggiori del 35% (v. sotto).



Ghiaia G – Valori della densità relativa D_r da prove SPT ($N_{\text{STP}} > 20$)

Le stesse prove SPT forniscono valori dell'angolo d'attrito φ' compresi tra 28° e 41° (v. grafico successivo) e un valore medio $\varphi'_{\text{med}} = 37^\circ$.

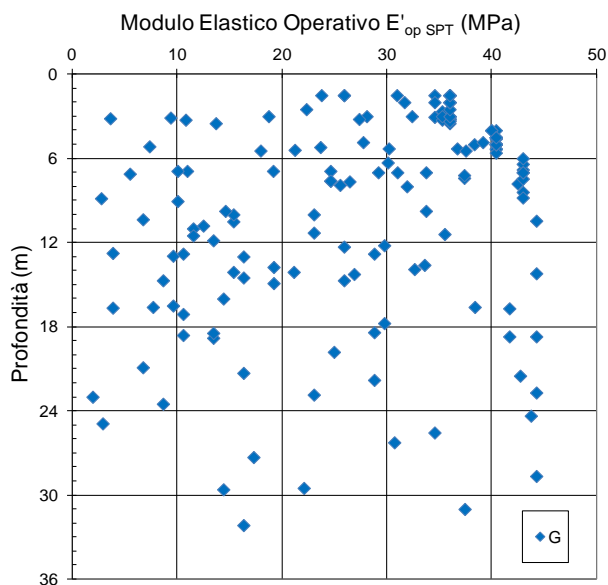


Ghiaia G – Valori dell'angolo d'attrito ϕ' da prove SPT

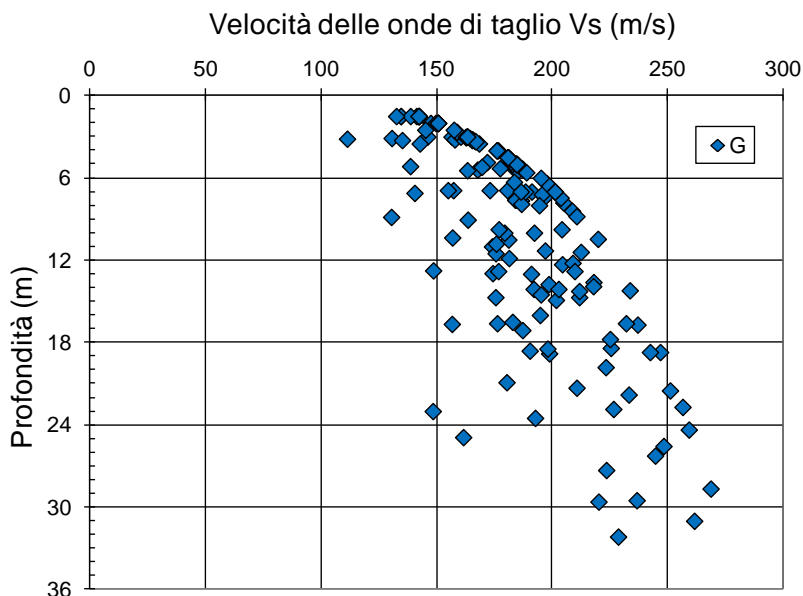
Sempre dalle prove SPT si ottengono i seguenti valori del modulo elastico operativo E'_{op} SPT, della velocità delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio G_0 e del modulo elastico iniziale E_0 , rappresentati nelle successive figure in funzione della profondità:

$$E'_{op\ SPT} = 12 \div 50\ \text{MPa} \quad V_s = 111 \div 269\ \text{m/s}$$

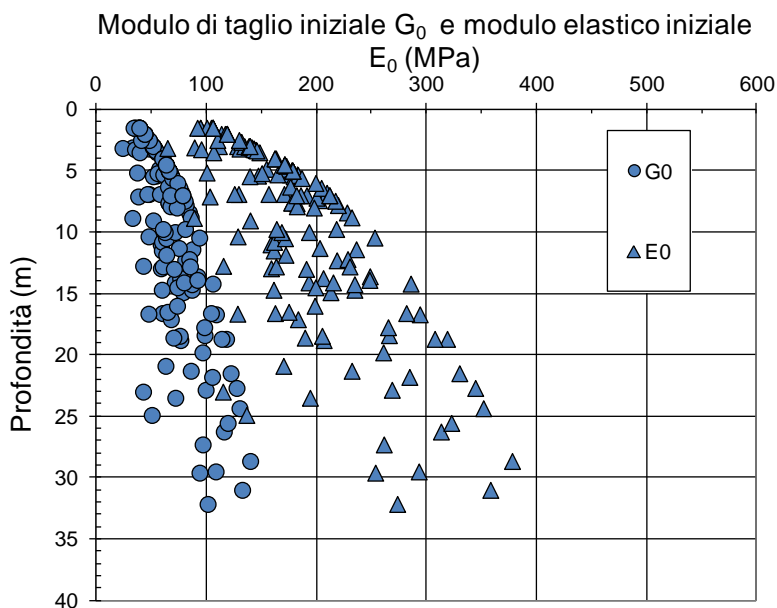
$$G_0 = 24 \div 140\ \text{MPa} \quad E_0 = 65 \div 378\ \text{MPa}$$



Ghiaia G – Valori del modulo elastico operativo $E'_{op\ SPT}$ da prove SPT

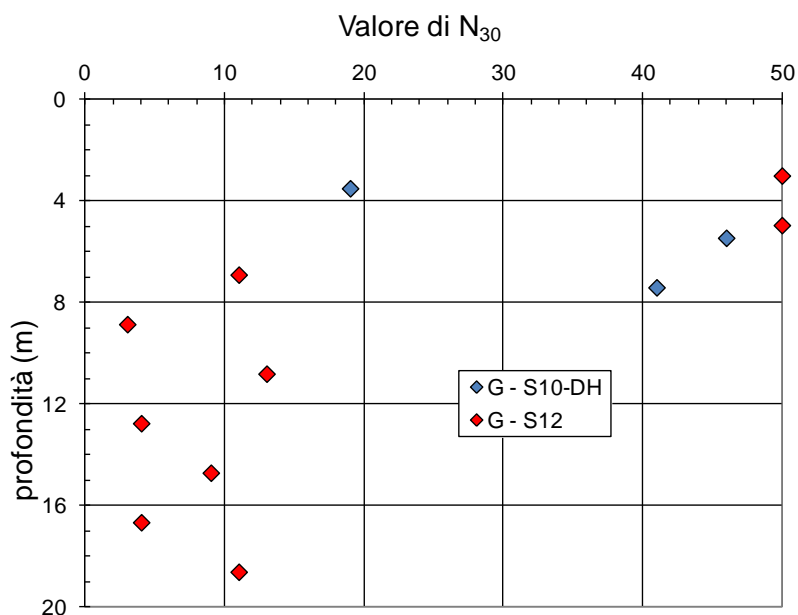


Ghiaia G – Valori della velocità delle onde di taglio V_s da prove SPT



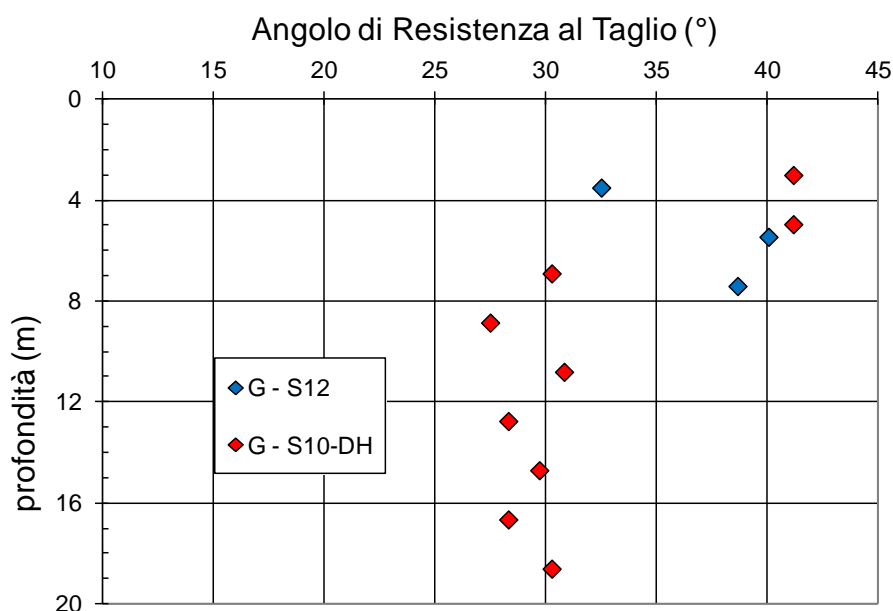
Ghiaia G – Valori del modulo di taglio G_0 e del modulo elastico iniziale E_0 da prove SPT

Le prove SPT eseguite lungo il sondaggio S12, in prossimità della pila PL08 del Viadotto VI02 (Assemmini), hanno evidenziato valori bassi del numero di colpi N_{SPT} dei terreni G. Come si osserva nel grafico che segue, dove sono riportati i valori di N_{SPT} in funzione della profondità misurati lungo S12 ed il limitrofo foro S10-DH eseguito nell'area della pila 6, nella fascia compresa tra 6 m e 20 m da quota boccaforo sono stati ottenuti valori di N_{SPT} nell'intervallo 3-13.



Ghiaia G – Valori del numero di colpi N_{SPT} lungo i sondaggi S10-DH, S12

Da questi dati si ricava un valore medio dell'angolo d'attrito $\varphi'_{med} = 30,6^\circ$ e un valore minimo $\varphi'_{min} = 27,3^\circ$.



Ghiaia G – Valori dell'angolo d'attrito φ' da prove SPT lungo i sondaggi S10-DH, S12

Il valore φ'_{med} è più basso rispetto a quello ottenuto dall'esame complessivo dei dati dei terreni G, pur rientrando i terreni presenti lungo il sondaggio S12 nei medesimi termini G, sia come descrizione (la stratigrafia del sondaggio S12 riporta "Ghiaia con matrice

limosa sabbiosa, di colore marroncino e beige, grado di addensamento variabile tra moderatamente e molto addensata, con clasti poligenici eterometrici da centimetrici a sub-decimetrici arrotondati e sub-arrotondati"), sia come granulometrie (ghiaia con sabbia o sabbiosa, con una percentuale della frazione argillosa compresa tra il 3% e il 9%).

Alla luce dei risultati ottenuti con le prove SPT, i terreni G presenti nell'area del Viadotto VI02 dalla pila P5 alla spalla SB sono stati caratterizzati cautelativamente con un valore medio e minimo dell'angolo d'attrito più bassi rispetto al caso generale, estendendo cautelativamente le considerazioni fatte per il sondaggio S12 anche al limitrofo sondaggio S10-DH.

Nel seguito si riportano i valori minimo e medio del numero di colpi N_{SPT} e dei parametri di resistenza in condizioni drenate (c' , φ') che è possibile attribuire ai terreni G.

Nel caso generale si assume:

$$N_{SPTmin} = 15; N_{SPTmed} = 34$$

$$c' = 0$$

$$\varphi'_{min} = 28^\circ; \varphi'_{med} = 37^\circ$$

Limitatamente al tratto compreso tra la pila P5 e la spalla SB del Viadotto VI02 (Assemmini) si ha:

$$N_{SPTmin} = 5; N_{SPTmed} = 17$$


$$c' = 0$$

$$\varphi'_{min} = 27^\circ; \varphi'_{med} = 31^\circ.$$

5.4 Argilla alluvionale (A) – Argilla Fm. Samassi (SAM)

Lo studio geologico ha evidenziato, al di sotto della ghiaia G, terreni a grana fina di origine alluvionale, individuati nel presente studio con la sigla "A" e terreni limosi argillosi della Fm. Samassi (indicati con la sigla "SAM"). Entrambi i termini sono spesso intercalati ai terreni SL e G.

Come più avanti illustrato, i terreni A e SAM presentano valori simili delle principali proprietà geotecniche e sono stati di conseguenza caratterizzati con i medesimi parametri fisico-meccanici. Nella descrizione che segue è stata tuttavia mantenuta la differenziazione di sigle per rispettare la distinzione operata in ambito geologico. Allo stesso modo si è proceduto nell'illustrazione del Profilo Geotecnico.

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		
CA136-351	Relazione Geotecnica	

I terreni A sono presenti lungo numerose verticali di sondaggio al di sotto della ghiaia G, ovvero alternati a quest'ultima e ai terreni SL ed assumono spessori fino ad oltre 13 m (sondaggio ISPRA 183182). In quest'ultimo sondaggio è stata anche accertata la massima profondità alla quale sono presenti i termini A (27 m).

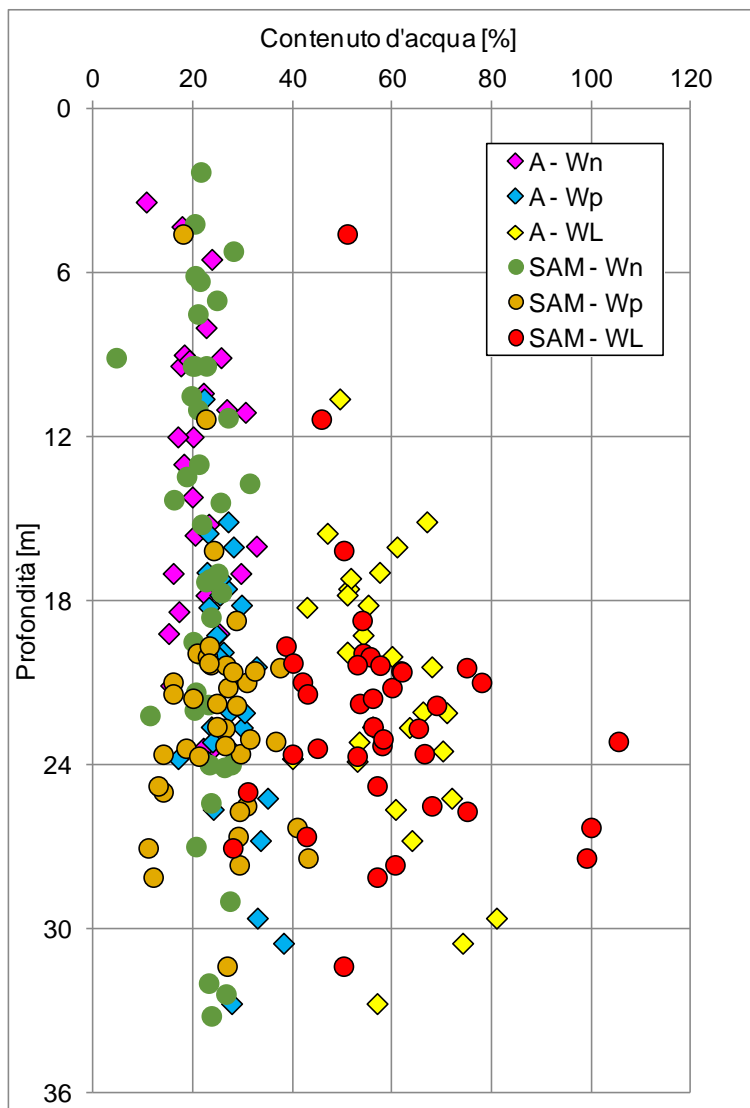
L'argilla SAM si trova sempre al di sotto dei terreni G, spesso in alternanza agli stessi termini e alla sabbia limosa SL; talora è invece ricoperta dall'argilla A. Si rinviene in quasi tutti i sondaggi eseguiti nel corso delle due campagne di indagine, spesso fino a fondo foro. I sondaggi ISPRA 180791 e 180839 lungo il tratto "Assemini" evidenziano l'argilla SAM fino a profondità di 44 m e 80 m, rispettivamente. Nel secondo sondaggio l'argilla è presente con continuità a partire da 20 m.

I terreni A e SAM hanno aspetto simile dal punto di vista macroscopico. Si tratta di argilla, argilla sabbiosa limosa, limo argilloso sabbioso, da poco consistente a molto consistente, di colore variabile dal beige al marrone al grigio verdastro, al rossastro (solo SAM). A tratti si riconosce una tessitura pseudo laminare o caotica. Sono presenti lenti e livelli ghiaiosi, lenti limose biancastre, bande e striature da marrone a ocra a grigio e talora residui nerastri di materia organica (solo A). Nell'argilla SAM le striature assumono anche colorazione grigio-azzurra e possono essere presenti piccole lenti nerastre e talvolta elementi lapidei poligenici a spigoli vivi di dimensioni da mm a cm.

Come detto sopra, l'analisi dei risultati delle prove in sito e di laboratorio mostra uniformità di comportamento dei terreni A e SAM.

In entrambi i casi il peso γ varia tra 17 kN/m³ e 20 kN/m³.

Nel grafico successivo è mostrato l'andamento del contenuto naturale d'acqua W_N e dei limiti di consistenza W_P , W_L in funzione della profondità, distinguendo le argille A e SAM.



Argille A-SAM – Andamento del contenuto naturale d'acqua W_N e dei limiti di consistenza W_P , W_L con la profondità

Ad eccezione di punti singolari, i campi di variazione delle grandezze rappresentate sono pressoché identici.

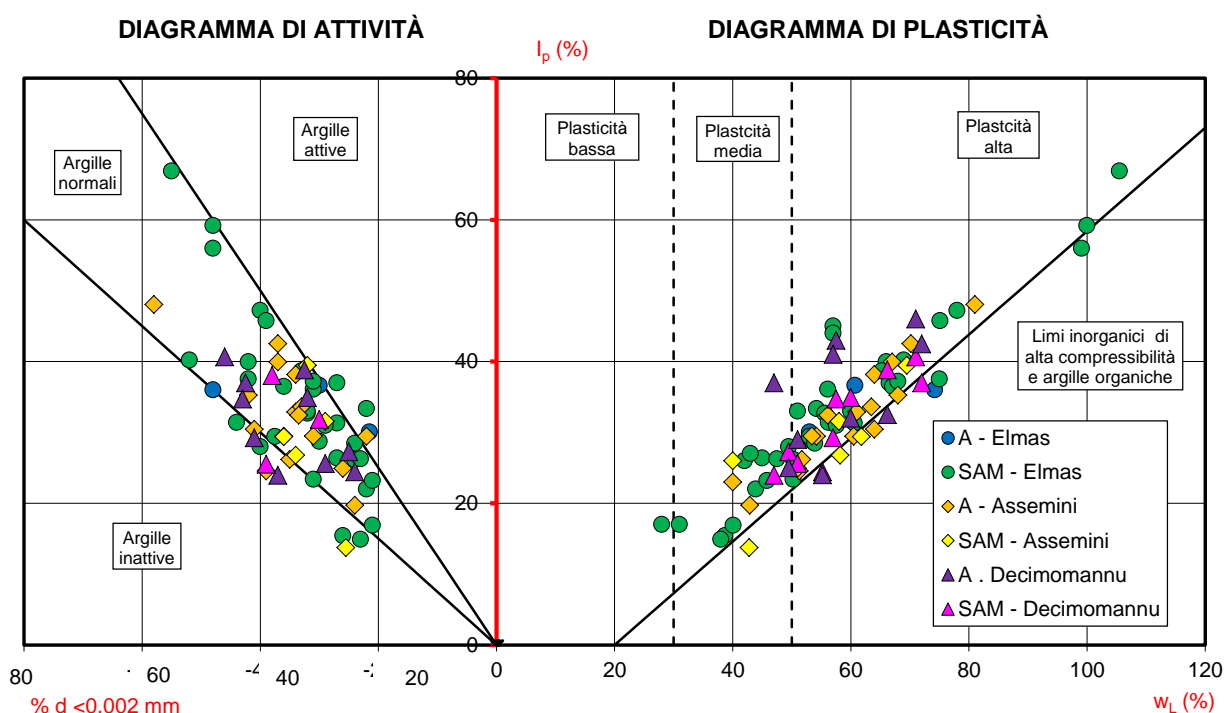
Il contenuto naturale d'acqua W_N varia tra un minimo del 5-10% ed un massimo del 31-32% per entrambi i termini ed è talora maggiore del limite di plasticità W_P .

Una considerazione analoga vale per i limiti di plasticità W_P e liquidità W_L e per l'indice di plasticità I_P , i cui campi di variazione sono riportati di seguito.

Argilla A: $W_P = 17 \div 38\%$; $W_L = 40 \div 81\%$; $I_P = 20 \div 48\%$;

Argilla SAM: $W_P = 11 \div 43\%$; $W_L = 28 \div 106\%$; $I_P = 14 \div 67\%$.

Dall'esame delle carte di plasticità e attività (v. sotto), dove i punti sperimentali sono identificati in funzione del tratto di provenienza, si osserva che, nella maggior parte dei casi i valori di W_L ricadono tra il 40% e l'80% per entrambi i tipi di argilla. Fanno eccezione pochi punti estremi riferiti a campioni di argilla SAM del tratto "Elmas", in cui è stato determinato $W_L > 80\%$, o $W_L < 40\%$.



Argille A-SAM – Carta di plasticità e Carta di attività

I termini A e SAM sono caratterizzati da plasticità da media a elevata e attività generalmente media, talora bassa. Alcuni punti ricadono nel campo dei "limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche".

Il limite di ritiro W_R dei terreni SAM varia tra il 8% e il 34%, mentre per i terreni A il campo di variazione è più contenuto ($W_R = 11\% - 30\%$).

Per entrambi i terreni, la composizione granulometrica è variabile dall'argilla con limo al limo argilloso sabbioso. La percentuale della frazione argillosa è compresa tra il 21% e il 55-58%.

I parametri di deformabilità ricavati dall'elaborazione di numerose prove edometriche assumono i valori sotto riportati.

Terreni A

$e_0 = 0,53 \div 0,81;$

$C_c = 0,15 \div 0,34;$

$$E_{ed} = 2 \div 20 \text{ MPa};$$

$$m_v = 0,05 \div 0,50 \text{ MPa}^{-1};$$

$$c_v = 5 \times 10^{-3} \div 3,5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s};$$

$$k = 2 \times 10^{-9} \div 1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}.$$

Terreni SAM

$$e_0 = 0,54 \div 0,89;$$

$$C_c = 0,14 \div 0,31;$$

$$E_{ed} = 4 \div 26 \text{ MPa};$$

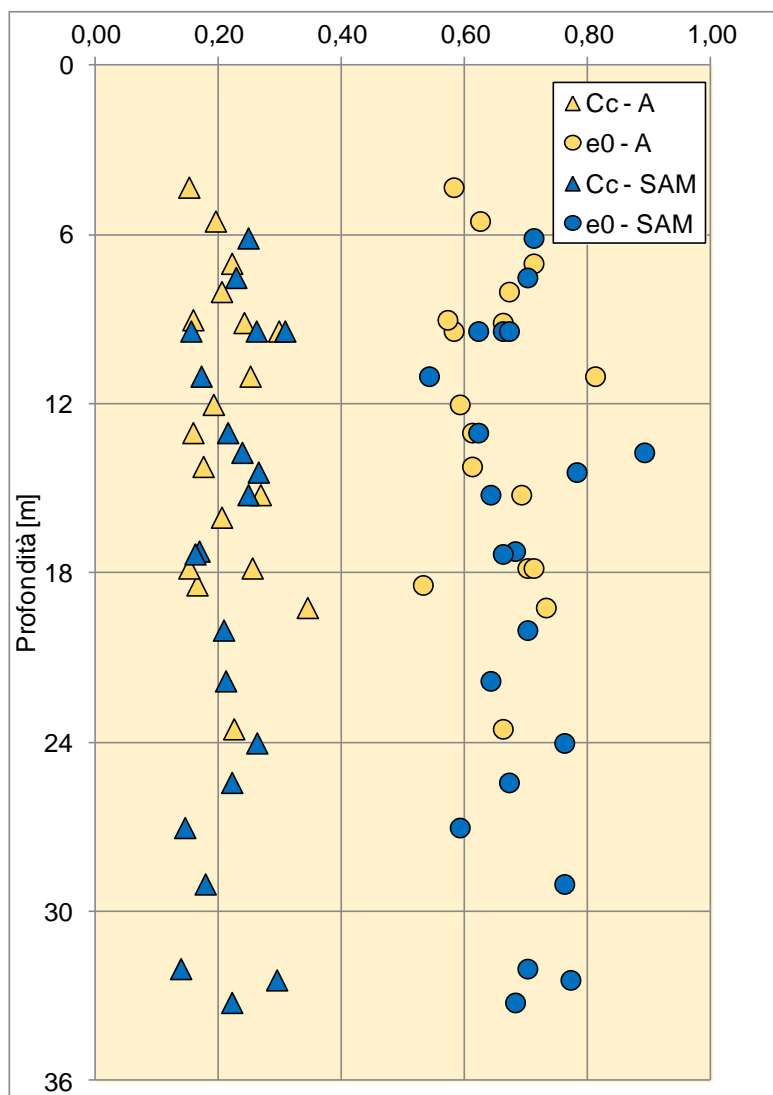
$$m_v = 0,04 \div 0,24 \text{ MPa}^{-1}.$$

$$c_v = 5 \times 10^{-4} \div 3,8 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s};$$

$$k = 1 \times 10^{-9} \div 4 \times 10^{-8} \text{ cm/s}.$$

Nel grafico che segue si riporta l'andamento dell'indice iniziale dei vuoti e_0 e del coefficiente di comprimibilità C_c in funzione della profondità. Analizzando nel complesso tutti i valori disponibili, si ricavano i seguenti valori medi:

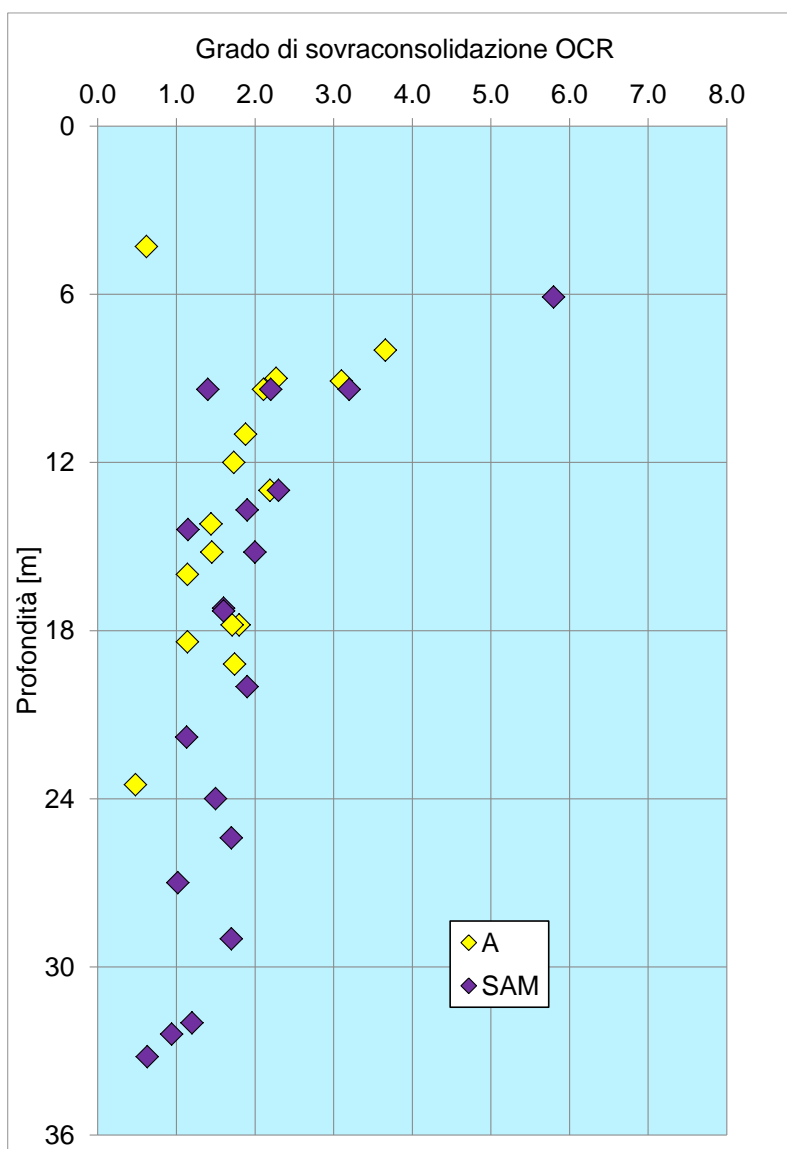
$$e_{0\text{med}} = 0,68; \quad C_{C\text{ medio}} = 0,18$$



Argille A-SAM – Andamento dell'indice iniziale dei vuoti e_0 con la profondità

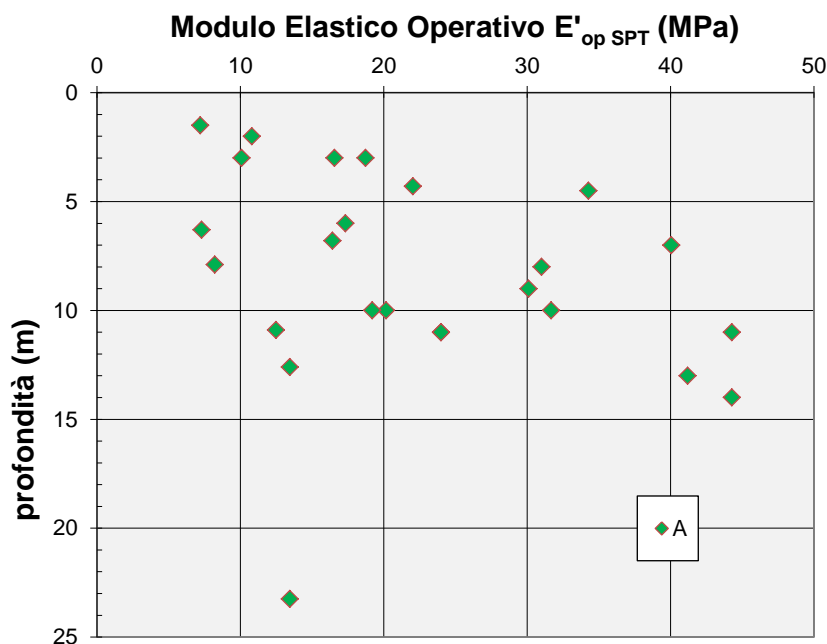
Si tratta di argille normalmente consolidate o leggermente sovraconsolidate, salvo pochi campioni di entrambi i termini in cui il grado di sovraconsolidazione OCR è maggiore di 2 (v. grafico che segue).

Alcuni campioni sono sottoconsolidati.



Argille A-SAM – Andamento del grado di sovraconsolidazione OCR con la profondità

Il modulo E'_{opSPT} ricavato dalle prove penetrometriche dinamiche SPT, il cui andamento in funzione della profondità è illustrato nel successivo grafico, varia nell'intervallo 7 - 44 MPa, con un valore medio che si attesta intorno a 22 MPa.



Argille A-SAM – Valori del modulo di taglio da prove SPT

Dalle prove Down-Hole si ottengono i seguenti valori della velocità delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio G_0 .

$$V_s = 233 \div 753 \text{ m/s}, \quad G_0 = 99 \div 711 \text{ MPa}$$

In questo caso i limiti indicati sono da attribuire ai terreni SAM, mentre i campi di variazione delle grandezze riferiti ai terreni A sono più contenuti.

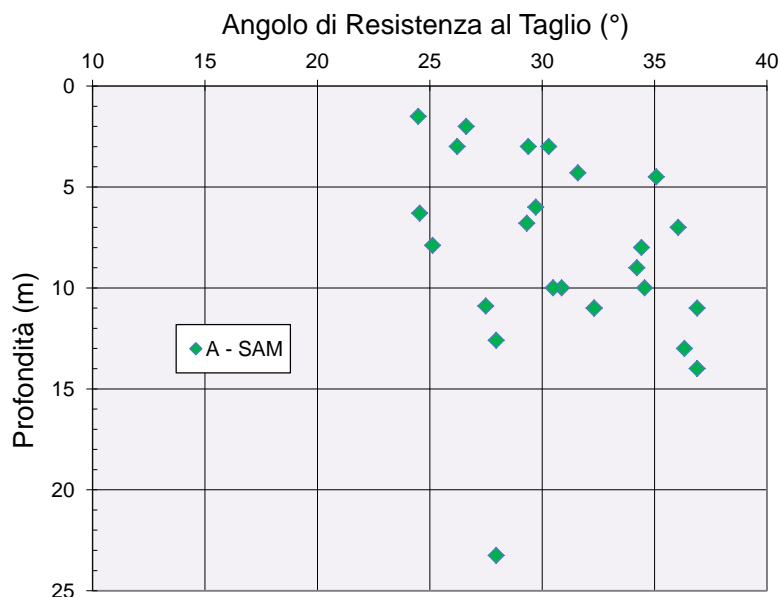
Valori mediamente più bassi delle grandezze V_s e G_0 sono stati desunti con le prove SPT.

Dall'elaborazione di numerose prove di taglio diretto CD e di compressione triassiale CIU si ricavano valori di c' e φ' variabili nei seguenti intervalli:

Argilla A	$c' = 21 \div 37 \text{ kPa};$	$\varphi' = 25^\circ \div 32^\circ.$
Argilla SAM	$c' = 13 \div 57 \text{ kPa};$	$\varphi' = 23^\circ \div 34^\circ.$

I valori limite dell'angolo d'attrito sono pressoché uguali, per entrambi i termini, mentre per l'argilla SAM sono stati ottenuti valori di coesione c' mediamente più elevati.

Per entrambi i termini, l'angolo d'attrito φ' ricavato dalle prove SPT varia tra 24° e 37° (v. grafico successivo).



Argille A-SAM – Valori del modulo di taglio da prove SPT

Alla luce dei risultati sopra riportati, ai terreni A e SAM sono stati attribuiti i seguenti valori medio e minimo di coesione effettiva e angolo d'attrito effettivo:

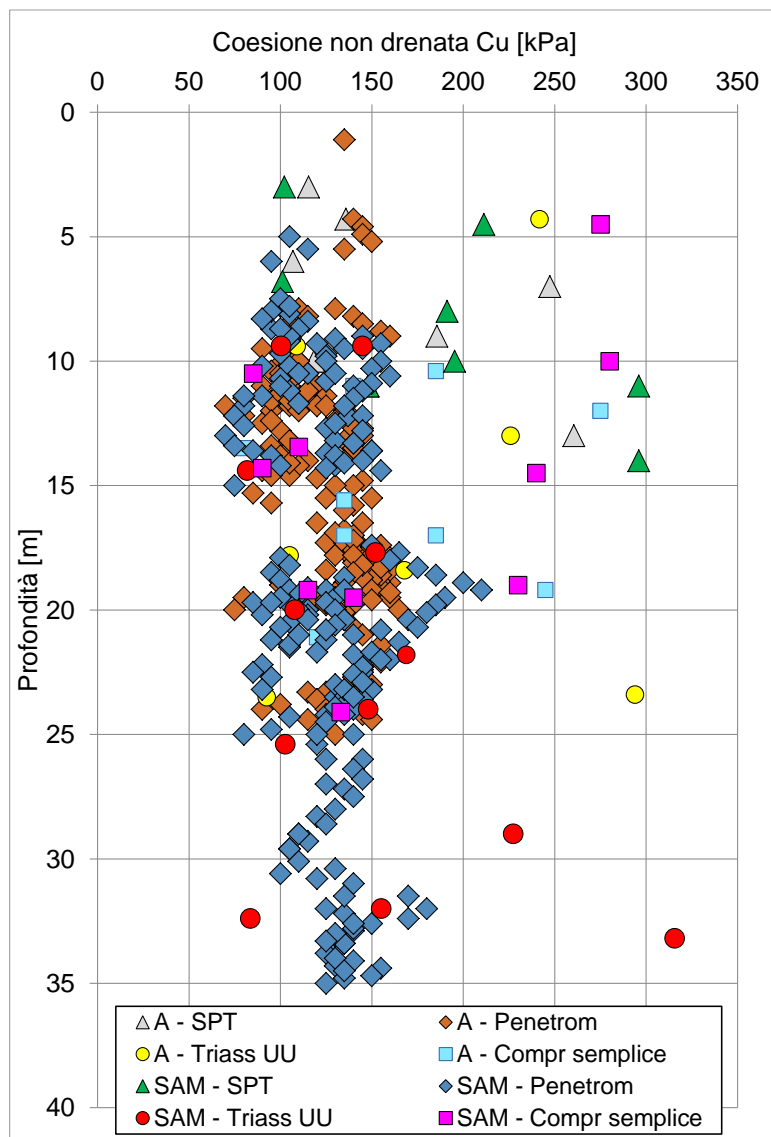
$$c'_{\min} = 21 \text{ kPa}; \quad c'_{\text{med}} = 35 \text{ kPa}$$

$$\varphi'_{\min} = 23^\circ; \quad \varphi'_{\text{med}} = 28^\circ.$$

Per la caratterizzazione delle argille A e SAM in termini di pressioni totali sono disponibili i risultati di sperimentazioni in sito e di laboratorio che hanno compreso:

- n° 352 misure con il penetrometro tascabile sulle carote estratte nel corso delle perforazioni di sondaggio;
- n° 17 prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite lungo le verticali di sondaggio;
- n° 20 prove di compressione triassiale non consolidate non drenate (UU) su campioni prelevati nel corso dei sondaggi;
- n° 19 prove di compressione a dilatazione trasversale libera (compressione semplice) su campioni prelevati nel corso dei sondaggi.


I valori della coesione non drenata C_u dedotti dalle prove sono illustrati nella figura che segue, distinti per sigla di terreno e per tipo di prova.



Argille A-SAM – Valori della coesione non drenata in funzione della profondità

Prendendo in esame dapprima i risultati delle prove di laboratorio (triassiali UU e compressione semplice), che sono le più significative ai fini della determinazione della coesione non drenata C_u , si osserva che in linea di massima i valori ottenuti risultano maggiori rispetto a quelli ricavati dalle prove in sito. In particolare, la coesione non drenata varia tra 82 kPa e 316 kPa, con valori medi nell'intorno di 170 kPa. Dalle prove SPT si ricava $C_u = 101 \div 296$ kPa, mentre dalle misure con il penetrometro tascabile si ottiene mediamente $C_u = 130$ kPa.

L'esame dell'andamento dei valori di C_u con la profondità mostra anche un comportamento abbastanza omogeneo dei due termini A e SAM.

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		
CA136-351	Relazione Geotecnica	

In definitiva, i terreni A e SAM possono essere caratterizzati in termini di coesione non drenata C_u con i seguenti valori minimo $C_{u\min}$ e medio $C_{u\text{medio}}$:

$$C_{u\min} = 100 \text{ kPa}; \quad C_{u\text{medio}} = 140 \text{ kPa}.$$

Tali valori sono da ritenersi cautelativi anche dal confronto con risultati di altre indagini su terreni simili e con dati di letteratura.

5.5 Falda

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

- ❖ Tratto Elmas dal km 0+000 al km 2+860
Falda a profondità media di 5 m dal piano di campagna.
- ❖ Tratto Assemini dal km 5+200 al km 9+280
Falda a profondità compresa tra 4,5 m e 6,0 m circa dal piano di campagna.
- ❖ Tratto Decimomannu dal km 9+280 al km 11+671.
Falda a profondità compresa tra 4,5 m e 6,0 m circa dal piano di campagna.

L'andamento del pelo libero della falda è riportato nei profili geotecnici allegati al progetto.

5.6 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.

I valori sono stati ricavati sia sulla base delle specifiche prove in sito e di laboratorio eseguite nel corso delle due campagne d'indagine prese in esame, sia da dati acquisiti in occasione di altri lavori su terreni simili. Si è inoltre fatto riferimento a dati reperibili nella letteratura geotecnica regionale.

Nella tabella che segue si riportano i valori minimo e medio dei parametri fisico-meccanici dei terreni, 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 γ ;
- numero di colpi N_{SPT} ;
- coesione non drenata C_u ;
- coesione effettiva c' ;
- angolo d'attrito effettivo ϕ' ;
- velocità delle onde di taglio V_s ;
- modulo di taglio G_0 ;
- modulo edometrico E_{ed} .

		γ [kN/m ³]	N_{SPT}	C_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	E_{ed} [MPa]
Sabbia limosa SL	min	16.4	7	45	13	27*	264	135	5°°
	media	19.6	21	100	27	33*	403	347	18°°
Ghiaia G	min	17.0	15	-	10	28*	228	95	10°°
	media	18.2	34	-	14	37*	417	343	35°°
Argilla alluvionale A Fm Samassi SAM	min	17.1	8	100	21	23	284	146	7
	media	19.5	25	144	35	28	498	497	22

* Valori dedotti dai risultati delle prove SPT.

°° Valori desunti da dati di Letteratura.

Parametri geotecnici da utilizzare per il calcolo delle fondazioni delle opere

L'argilla di origine alluvionale A e l'argilla della Fm. Samassi SAM sono state caratterizzate con i medesimi parametri fisico-meccanici in quanto dall'esame dei risultati delle prove di laboratorio d'identificazione (in particolare i limiti di Atterberg) e meccaniche (coesione e angolo d'attrito in termini di pressioni effettive da prove SPT, prove di taglio diretto CD, prove di compressione triassiale CIU), si è osservato che i due termini mostrano un comportamento simile dal punto di vista geotecnico. Infatti, sono stati determinati valori dei parametri dello stesso ordine di grandezze e variabili all'interno di intervalli simili.

Come indicato in tabella, i valori di alcuni parametri sono stati desunti dalle prove penetrometriche dinamiche SPT, ovvero da dati di letteratura, in quanto ritenuti più significativi rispetto a quelli ricavati dalle prove di laboratorio. In particolare, per i terreni SL e G si ritiene che i valori del modulo edometrico determinati attraverso le prove edometriche siano sottostimati, sia in termini di valore medio, che minimo.

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

Fanno eccezione i terreni di fondazione G del viadotto SV02 – Assemini limitatamente al secondo tratto, laddove dalle prove SPT eseguite lungo il sondaggio S12 in prossimità della pila P8 si ricava un valore medio dell'angolo d'attrito $\varphi'_{med} \cong 31^\circ$, più basso rispetto al caso generale. Non essendo stato possibile effettuare prove meccaniche di laboratorio su campioni di sondaggi prelevati nell'area, si è stabilito di caratterizzare i terreni G presenti nel tratto compreso tra la pila P5 e la spalla SB con i parametri ricavati dalle suddette prove SPT. I valori ottenuti sono stati attribuiti cautelativamente a tutti i livelli di ghiaia G presenti nei terreni di fondazione del tratto in esame, in quanto anche lungo il limitrofo sondaggio S10-DH si sono misurati puntualmente valori di N_{SPT} bassi.


In definitiva, i terreni di fondazione del viadotto SV02 nel tratto compreso tra la pila P5 e la spalla SB, riconducibili alla sequenza G - A/SAM, sono stati caratterizzati con i parametri fisico-meccanici riportati nella tabella che segue.

		γ [kN/m ³]	N_{SPT}	C_u [kPa]	c' [kPa]	φ' [°]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	E_{ed} [MPa]
Ghiaia G	min	17.0	5	-	10	27*	180*	60*	6*
	media	18.2	17	-	14	31*	300*	200*	20*
Argilla alluvionale A Fm Samassi SAM	min	17.1	8	100	21	23	284	146	7
	media	19.5	25	144	35	28	498	497	22

* Valori dedotti dai risultati delle prove SPT.

Parametri geotecnici da utilizzare per il calcolo delle fondazioni del Viadotto SV02 tra la pila P5 e la spalla SB

Dal confronto con la tabella precedente si osserva che i parametri della ghiaia G sono più bassi rispetto al caso generale, mentre non variano i valori attribuiti ai terreni A/SAM. Per la determinazione del fattore di correlazione ξ si può fare riferimento al numero delle verticali di indagine N riportato nel seguente prospetto.

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA136-351	Relazione Geotecnica	

OPERA	N	SONDAGGI DI RIFERIMENTO
CV01 Cavalcavia 1 - Elmas	2	S1, S2 (Elmas Sud via Abruzzi - 2005)
PO01 Ponte Riu Sestu - Elmas	2	S1-DH e S2-PZ (2019)
VI01 Viadotto SV01 - Elmas	3	S7-DH e S8-PZ (2019), S1 (via Maiorana – 2005)
VI02 Viadotto SV02 - Assemini - Tra la spalla SA e la pila P4	2	S11 (2019), S1 (via Corsica - 2005)
VI02 Viadotto SV02 - Assemini - Tra la pila P5 e la spalla SB	2	S10-DH-S12 (2019)
PO02 Ponte Rio Sa Nuxedda - Assemini	3	S9-PZ (2019), S1, S4 (Svincolo via Tevere – 2005)
VI03 Viadotto SV03 - Assemini	2	S1 (Sottopasso via Di Vittorio - 2005). S1 (Sottopasso pedonale via Piave – 2005)
VI04 Viadotto SV04 – Decimomannu	4	S17-PZ, S18-DH, S19, S20 (2019)

Numero verticali di indagine per la determinazione del fattore di correlazione ξ

In merito ai parametri di deformabilità, la relativa caratterizzazione è indicata più avanti nel capitolo riguardante la verifica dei cedimenti dei tratti in rilevato.

5.7 Caratterizzazione sismica dei terreni

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

Nella tabella che segue si riportano, per ciascuna indagine sismica eseguita nel 2019, la categoria di suolo individuata e il valore della velocità equivalente delle onde di taglio

V_{seq} .

TRATTO	INDAGINE DI RIFERIMENTO	CATEGORIA DI SUOLO	V_{seq} [m/s]
Elmas	S01-DH	C	326
Elmas	S03-DH	C	327
Elmas	S07-DH	C	301
Assemini	S10-DH	B	496
Assemini	S13-DH	B	459
Decimomannu	S18-DH	B	474
Elmas	Tomografia SR1.csv	B	478

TRATTO	INDAGINE DI RIFERIMENTO	CATEGORIA DI SUOLO	V_{seq} [m/s]
Elmas	Tomografia SR2.csv	C	319
Assemini	Tomografia SR3.csv	B	409
Assemini	Tomografia SR4.csv	B	386
Assemini	Tomografia SR5.csv	B	371
Assemini	Tomografia SR6.csv	B	391
Decimomannu	Tomografia SR7.csv	C	324
Decimomannu	Tomografia SR8.csv	B	377

Sulla base dei risultati ottenuti, i terreni sono stati caratterizzati come segue.

- ❖ Dal km 0+000 al km 1+500
 - Categoria di sottosuolo: C
 - $V_{seq} = 326$ m/s (prova Down-Hole S1-DH)
- ❖ Dal km 1+500 al km 2+860
 - Categoria di sottosuolo: C
 - $V_{seq} = 301$ m/s (prova Down-Hole S7-DH)
- ❖ Dal km 5+220 al km 6+600
 - Categoria di sottosuolo: B
 - $V_{seq} = 496$ m/s (prova Down-Hole S10-DH)
- ❖ Dal km 6+600 al km 7+000
 - Categoria di sottosuolo: B
 - $V_{seq} = 409$ m/s (stendimento sismico SR3)
- ❖ Dal km 7+000 al km 9+000
 - Categoria di sottosuolo: B
 - $V_{seq} = 459$ m/s (prova Down-Hole S13-DH)
- ❖ Dal km 9+000 al km 11+671
 - Categoria di sottosuolo: B
 - $V_{seq} = 474$ m/s (prova Down-Hole S18-DH)

I valori dei parametri sismici sono illustrati nel seguito e riportati nelle tavole del profilo geotecnico.

Parametri sismici Categoria di sottosuolo B

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,200	1,380	1,000	0,010	0,005	0,487	0,200
SLD	1,200	1,370	1,000	0,011	0,006	0,562	0,200
SLV	1,200	1,320	1,000	0,018	0,009	0,879	0,200
SLC	1,200	1,320	1,000	0,018	0,009	0,879	0,200

Parametri sismici Categoria di sottosuolo C

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,500	1,520	1,000	0,012	0,006	0,608	0,200
SLD	1,500	1,500	1,000	0,014	0,007	0,702	0,200
SLV	1,500	1,420	1,000	0,022	0,011	1,099	0,200
SLC	1,500	1,420	1,000	0,022	0,011	1,099	0,200


Si fa osservare che la tomografia SR1 eseguita intorno alla progressiva 1+900 (tratto Elmas) ha fornito categoria di sottosuolo B, mentre le indagini eseguite nelle aree limitrofe hanno sempre restituito categoria di sottosuolo C. Cautelativamente si è preferito considerare la zona in esame in categoria C, anche per uniformare dal punto di vista della caratterizzazione sismica i terreni di fondazione delle opere che insistono su tale parte di tracciato.

Lo stendimento sismico SR7 eseguito intorno al km 10+700 (tratto Decimomannu), ha fornito un sottosuolo di categoria C. Tuttavia, dal momento che la tomografia sismica tende in genere a sottostimare le variazioni di velocità fra gli strati, essendo l'unico e solo caso di categoria C nell'area considerata (dove sono stati eseguiti anche un altro stendimento sismico e due prove Down-Hole), si è scelto di valutare l'intera area come categoria di sottosuolo B.

5.7.1 Rischio liquefazione nei terreni

Sebbene i terreni appaiano caratterizzati da un generale graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, la prova Down-Hole S3-DH ha mostrato una inversione di velocità delle onde S nell'intervallo 22-28 m in corrispondenza di un livello di ghiaia G. Lo stesso è avvenuto con le prove S7-DH tra 12 m e 19 m all'interno di livelli di argilla SAM, sabbia limosa SL e ghiaia G e S13-DH tra 11 m e 19 m, ancora una volta nei terreni G.

Nel primo caso, la stratigrafia del sondaggio S3-DH evidenzia tra 21,40 m e 28,10 m "*Limo argilloso ghiaioso, di colore beige, privo di consistenza o poco consistente*" con


SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

valori di N_{SPT} molto bassi ($N_{SPT} = 2-3$). Anche all'interno del livello SL presente lungo la verticale S7-DH, tra 15,00 m e 18,80 m, si sono misurati valori di N_{SPT} bassi ($N_{SPT} = 7-10$), mentre in corrispondenza del sondaggio S13-DH non si sono osservate situazioni particolari.

In considerazione dei valori di velocità delle onde S evidenziati dalle prove Down-Hole e dei valori di N_{SPT} , sono stati approfonditi gli aspetti legati a possibili fenomeni di liquefazione dei terreni in concomitanza con eventi sismici.

Dal momento che le granulometrie dei campioni dei tre sondaggi compresi nelle fasce sopra citate si estendono ben oltre il fuso all'interno del quale i terreni possono essere suscettibili di liquefazione, soprattutto per quello che riguarda la frazione fina ed in considerazione del basso grado di sismicità dell'area in esame, si è escluso che possa manifestarsi il fenomeno della liquefazione.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione sismica, dove l'argomento è trattato in modo approfondito.

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

6 RAPPORTI OPERE-TERRENI

Le conoscenze sui terreni di fondazione acquisite con i rilievi e le indagini hanno permesso 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 ÷ 10 si illustrano i terreni di fondazione presenti lungo il profilo longitudinale in asse al tracciato e l'andamento della falda.

Nelle stesse tavole sono riportate le posizioni e le colonnine schematiche 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. Lungo il profilo è anche indicata la posizione delle indagini sismiche.


In apposite fincature, oltre ai dati geometrici, sono riportati i valori dei parametri geotecnici di progetto, la categoria di sottosuolo 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 ed ai rilevati previsti in progetto .

6.1 Viadotti – Ponti – Sottovia - Cavalcavia

I rapporti che intercorrono tra i principali manufatti 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.

Oltre a stralci del profilo geotecnico, sono riportate sezioni opere-terreni schematiche. Queste ultime sono da ritenersi puramente indicative in termini di dimensioni geometriche delle opere e lunghezza dei pali di fondazione, 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 (TR) pari a 0,5 m. Per la lunghezza dei pali di fondazione si rimanda agli elaborati specifici di ciascuna opera.

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA136-351	Relazione Geotecnica	

6.1.1 CV01 – Cavalcavia 1 - Elmas

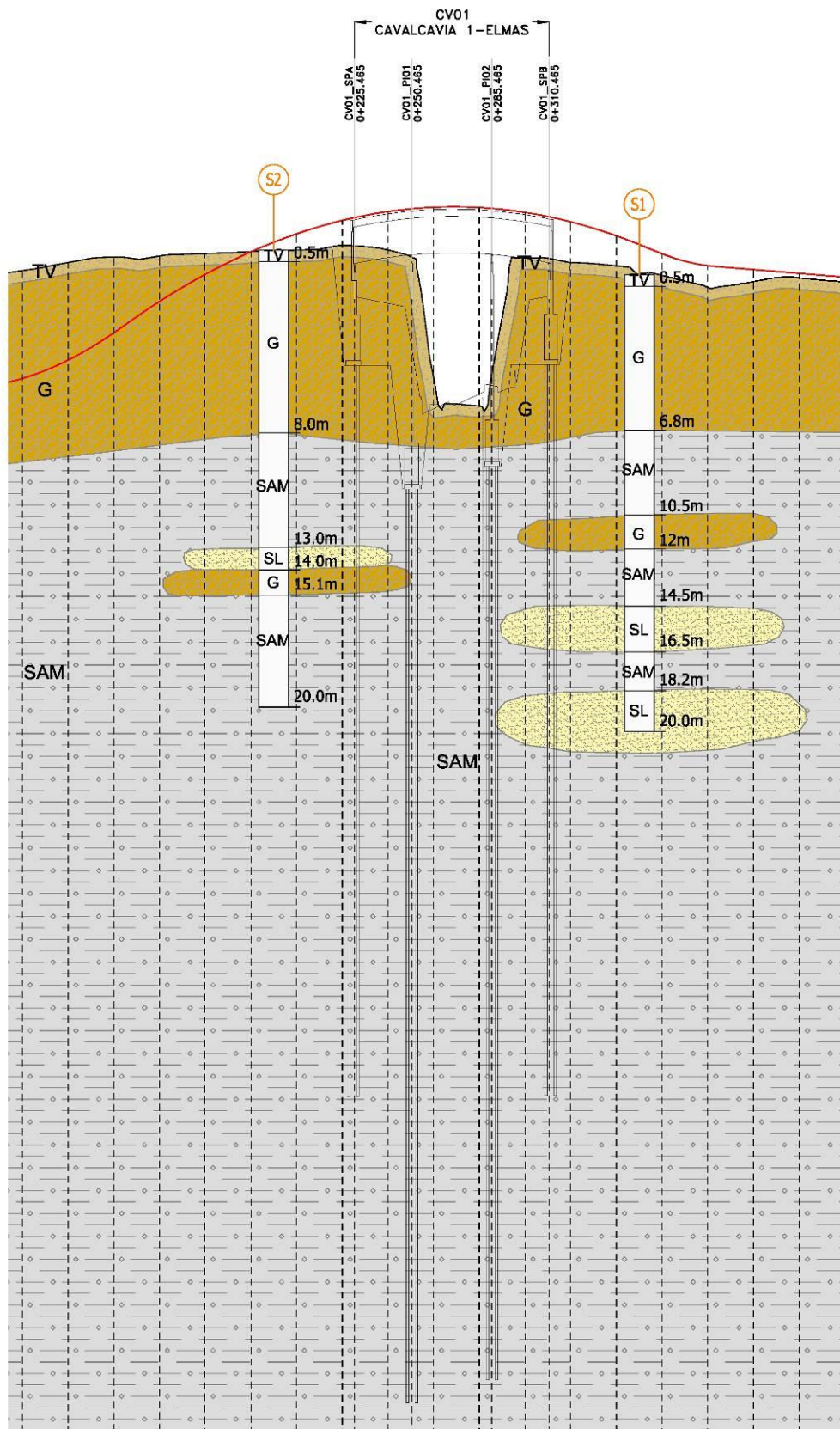
I terreni di fondazione dell'opera sono stati investigati con i sondaggi S1 e S2 (Elmas Sud via Abruzzi - 2005).

I rapporti che intercorrono con i terreni di fondazione sono illustrati nel profilo geotecnico che segue.

I pali di fondazione delle spalle del cavalcavia insisteranno per i primi 3-4 m all'interno della ghiaia G e successivamente nell'argilla SAM della Fm. Samassi, che ingloba livelli di sabbia limosa SL e ghiaia G.

La falda si attesta ad una profondità di circa 6 m dal piano di campagna.

Ai fini del dimensionamento dei pali si potrà fare riferimento ad uno schema che prevede, al di sotto dei plinti di fondazione, un primo strato di ghiaia G (spessore 4 m), seguito dalle argille A/SAM (spessore 6 m), dalla sabbia limosa SL (spessore 5 m) e infine, nuovamente, dalle argille A/SAM. Il livello di sabbia limosa SL all'interno dei termini argillosi viene inserito in via cautelativa, essendo presente in entrambi i sondaggi effettuati nella'area del viadotto.



6.1.2 PO01 - Ponte Riu Sestu – Elmas

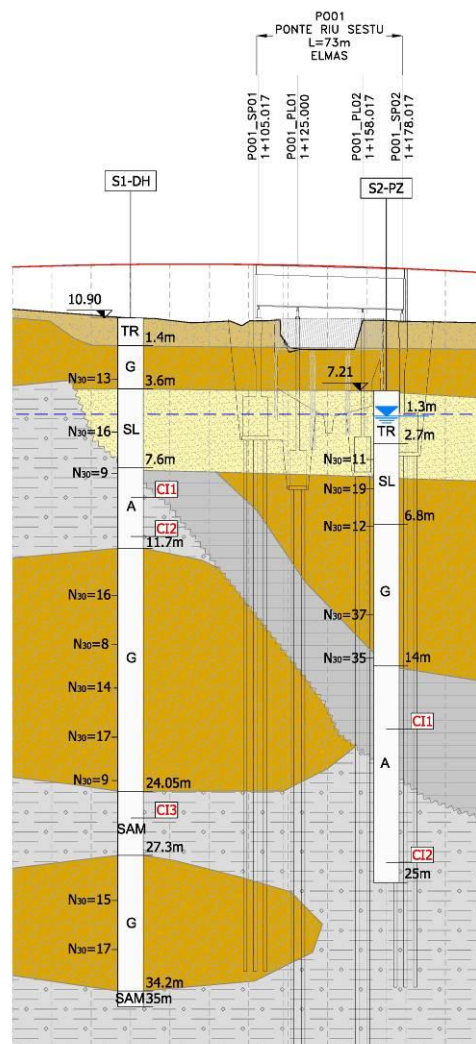
I terreni di fondazione dell'opera sono stati indagati con i sondaggi S1-DH e S2-PZ del 2019.

I rapporti che intercorrono con i terreni di fondazione sono illustrati nello stralcio del profilo geotecnico riportato di fianco.

I pali di fondazione del ponte interesseranno dapprima marginalmente i terreni SL, successivamente, nell'ordine, la ghiaia G e le argille A e SAM. Il passaggio a questi ultimi termini tende ad approfondirsi procedendo dalla spalla SP01 alla spalla SP02.

Lo studio geologico segnala presenza di falda a circa 5,0 m dal piano di campagna.

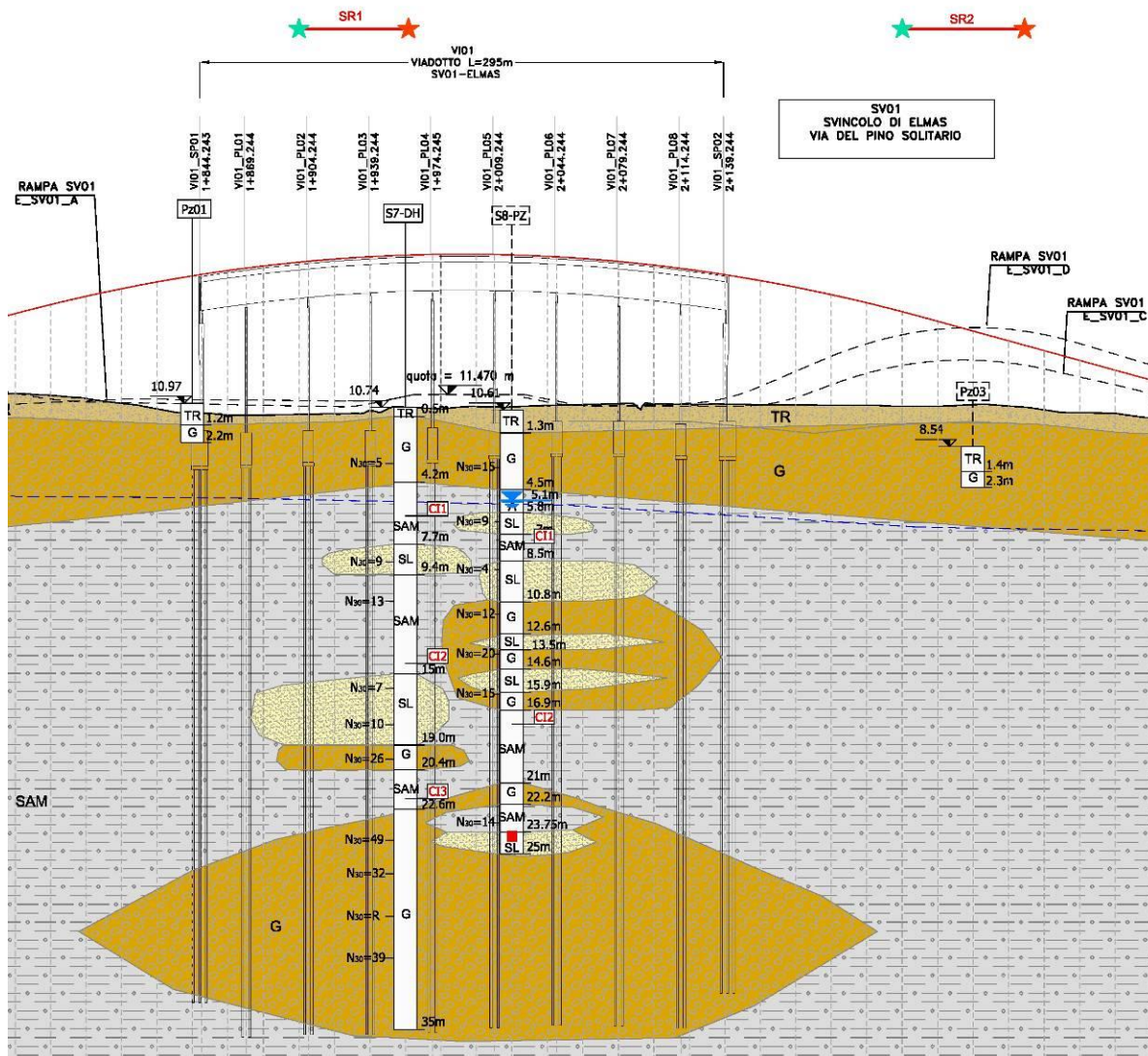
Ai fini del dimensionamento dei pali si potrà fare riferimento ad uno schema semplificato che prevede, al di sotto dei plinti di fondazione, un primo strato di ghiaia G di spessore 5-6 m, seguito dalle argille A e SAM.



6.1.3 VI01 – Viadotto SV01 - Elmas

I terreni di fondazione del viadotto VI01 sono stati investigati con i sondaggi S7-DH, S8-PZ (2019), S1 (via Maiorana – 2005) e con le tomografie sismiche SR1, SR2 del 2019. Si è fatto riferimento anche al sondaggio S1 (via Maiorana – anno 2005).

I rapporti che intercorrono tra il viadotto 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.



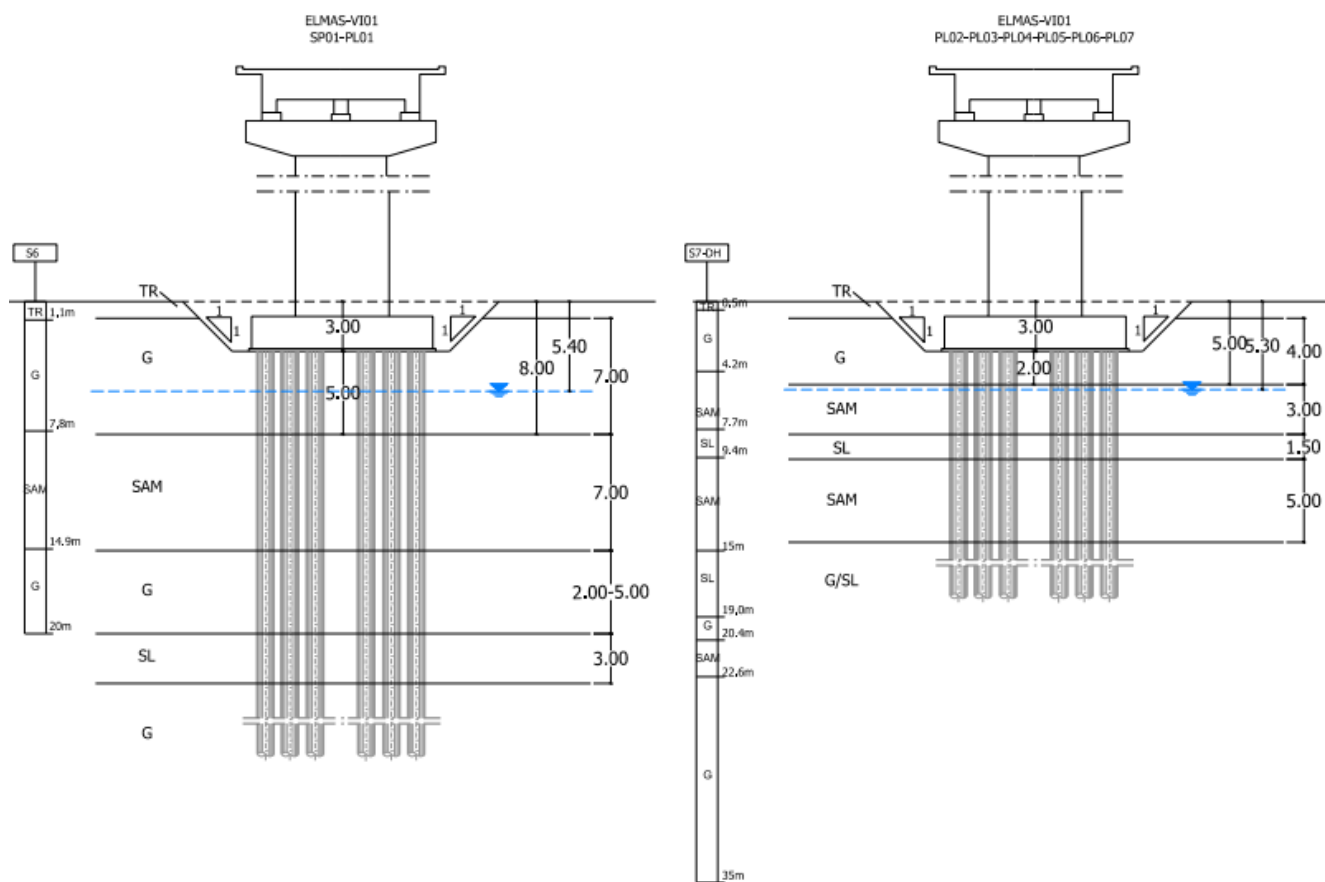
I plinti di base del viadotto poggeranno sulla ghiaia G. I sottostanti pali di fondazione insisteranno dapprima su livelli di ghiaia G di spessore generalmente modesto (circa 3 m), seguiti da alternanze di argilla SAM, ghiaia G e talora sabbia limosa SL. Ciascun livello assume spessori compresi tra 2 m e 5 m circa. Tra la spalla SP1 e della pila P4 l'argilla SAM raggiunge spessori fino a circa 7 m. Nel tratto successivo i livelli di sabbia limosa SL si spingono fino ad una profondità di 10-11 m dal piano di campagna. In profondità i pali si atterranno nella ghiaia G.

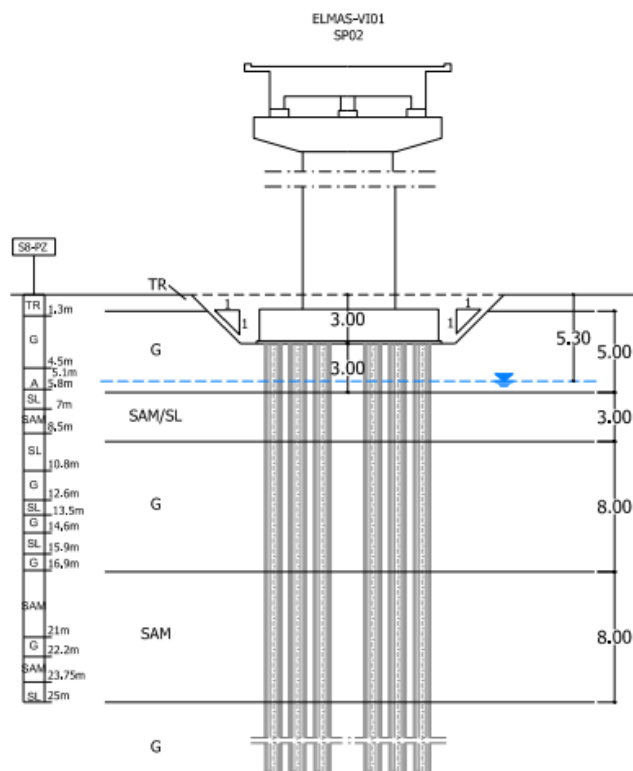
Lo studio geologico segnala presenza di falda a profondità di circa 5 m dal piano di campagna.

Ai fini del dimensionamento dei pali si può fare riferimento ad un primo schema relativo alle fondazioni della spalla SP1 e delle pile da 1 a 4. Tale schema prevede, al di sotto dei plinti, un primo livello di argille A/SAM di spessore assunto cautelativamente pari a

11 m, dal momento che i terreni argillosi si spingono anche in profondità, seguito da un livello di sabbia limosa SL di spessore 6 m e, in ultimo, dalla ghiaia G.

Per le rimanenti opere di fondazione si tiene conto dell'eterogeneità dei terreni evidenziata dal sondaggio S8-PZ. In via cautelativa, lo schema prevede un primo strato di 8 m di sabbia limosa SL, seguito dalla ghiaia G (6 m), dai terreni argillosi A/SAM (5 m) e nuovamente dalla ghiaia G.





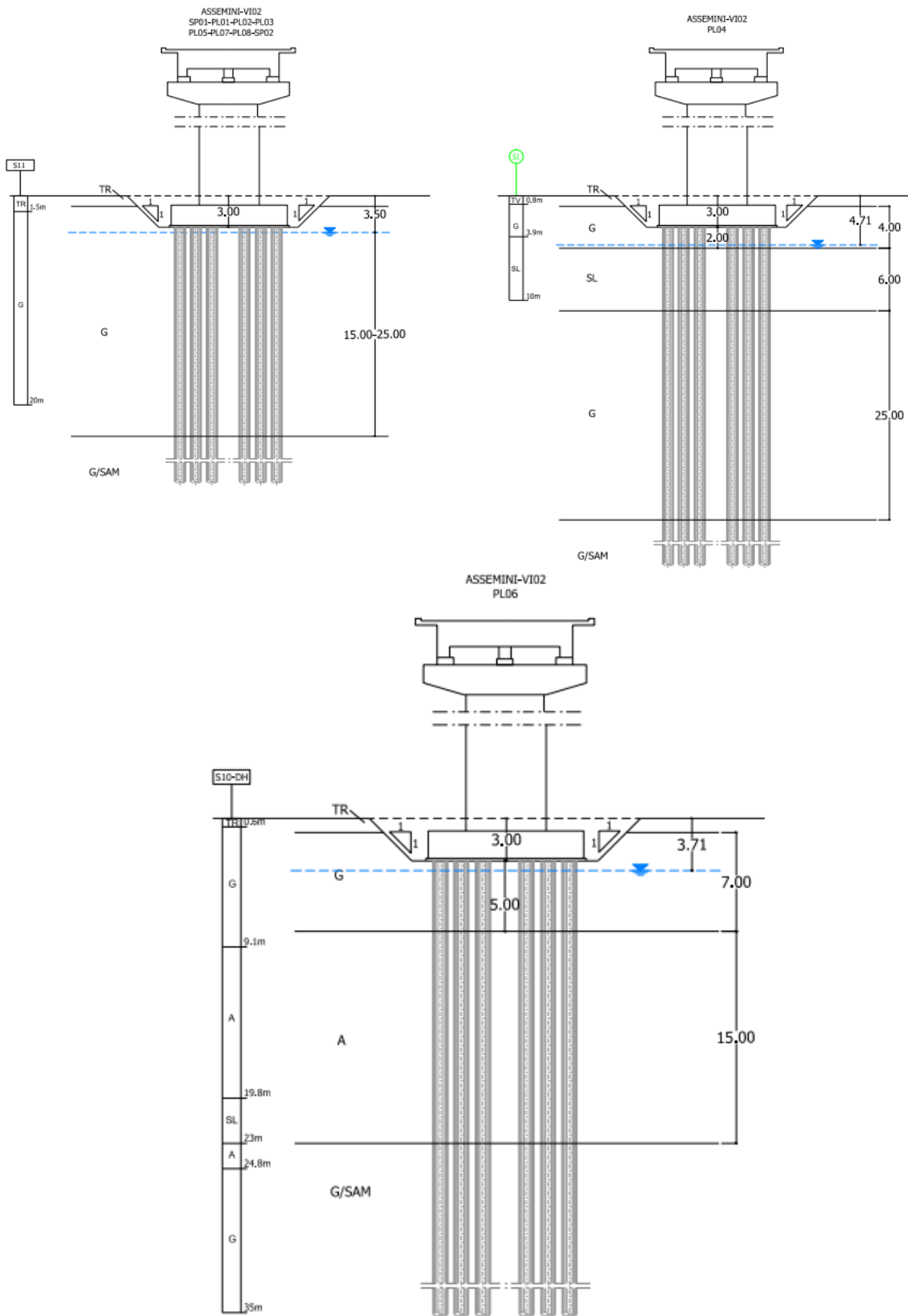
6.1.4 VI02 - Viadotto SV02 - Assemmini

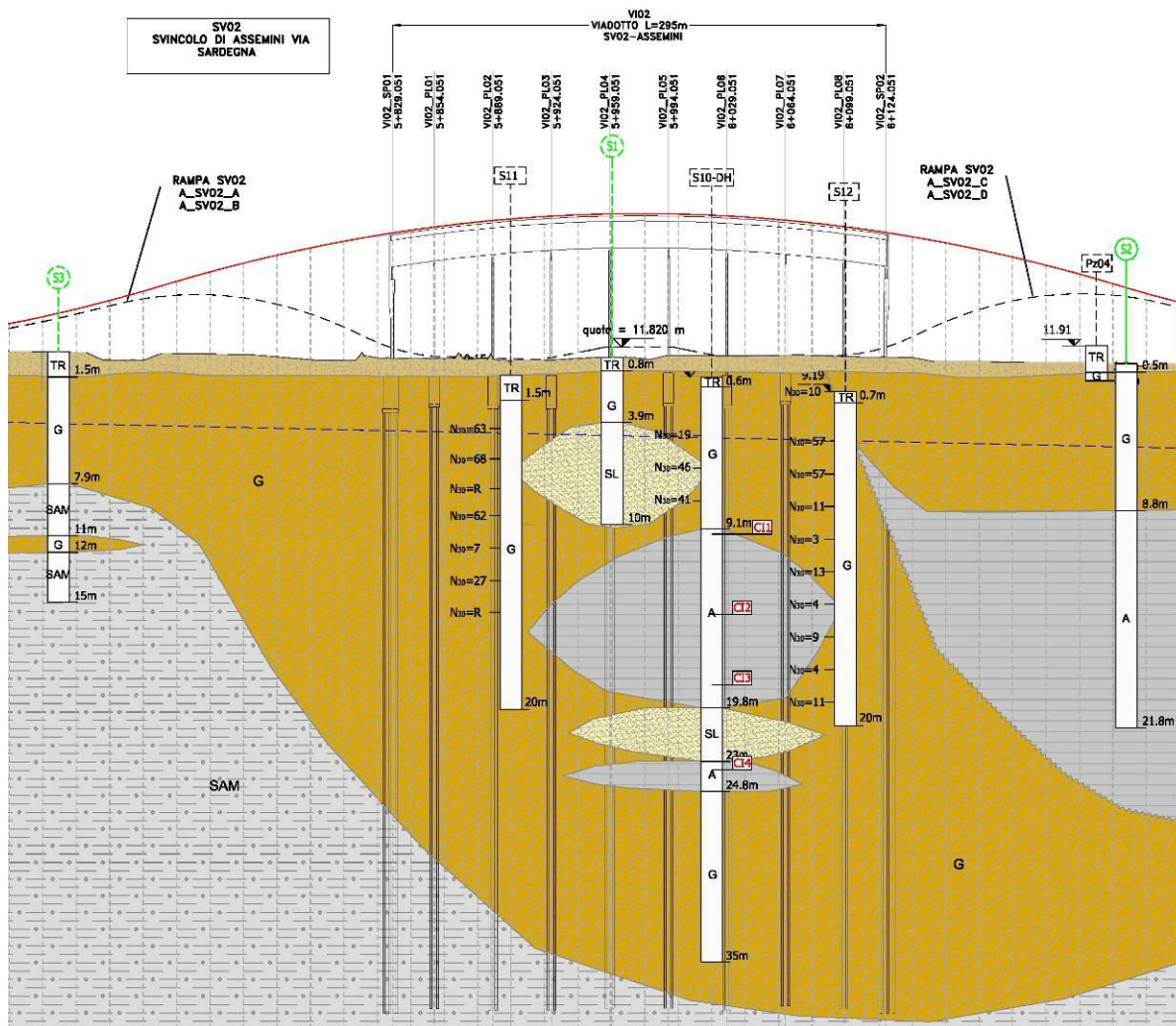
Per la ricostruzione dei rapporti opere-terreni del Viadotto SV02, nel tratto compreso tra la spalla SA e la pila P4, sono stati presi in esame i sondaggi S11 (2019), S1 (via Corsica - 2005). Per il rimanente tratto di viadotto si è fatto riferimento ai sondaggi S10-DH, S12 (2019).

I rapporti tra l'opera e i terreni di fondazione sono illustrati nelle sezioni trasversali e nello stralcio del profilo geotecnico riportati più avanti.

I pali di fondazione delle spalle e di gran parte delle pile del primo tratto di opera insisteranno nella ghiaia G, che ingloba livelli di modesto spessore di argilla A e di sabbia limosa SL. Quest'ultimo termine assume maggiore spessore (circa 6 m) nell'area della pila P4. In profondità, oltre i 30 m, si potrà rinvenire l'argilla SAM.

La falda è segnalata a 4,5-5,0 m dal piano di campagna.





Ai fini del dimensionamento dei pali di fondazione si potrà fare riferimento ai tre schemi semplificati di seguito illustrati.

Il primo è relativo al tratto compreso tra la spalla A e la pila P2. I pali insistono nella ghiaia G di spessore 25 m, al di sotto sono presenti le argille A/SAM.

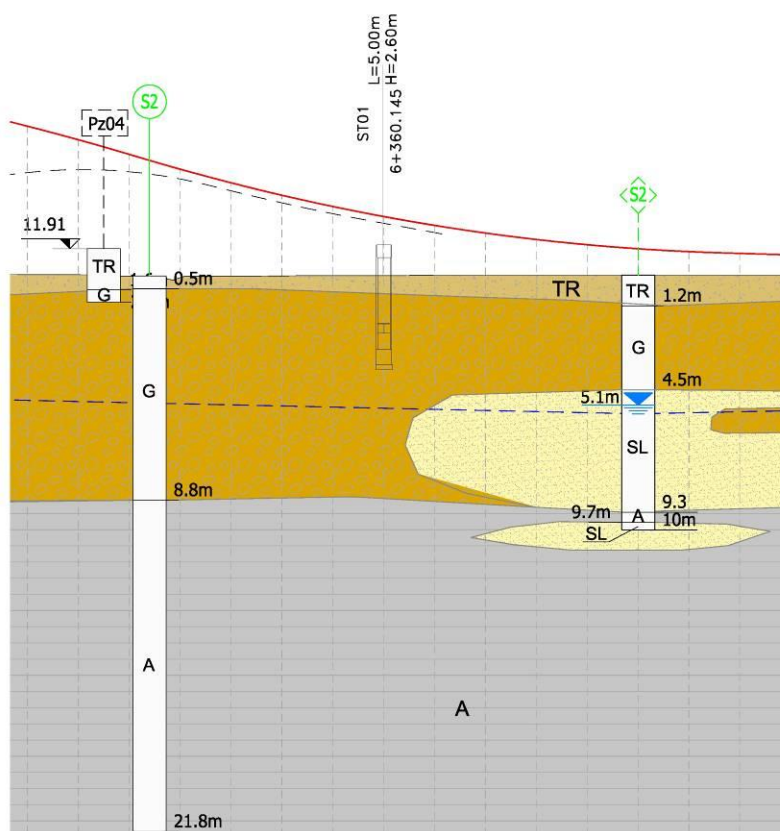
Per le pile P3-P4 lo schema di riferimento è analogo, cambia solo lo spessore della ghiaia G che si spinge fino a 30 m

Per la rimanente parte di viadotto, dalla pila P5 alla spalla B, si prevede la seguente successione di terreni a partire dalla base dei plinti di fondazione: ghiaia G (spessore 7 m), argille A/SAM (spessore 6 m), ghiaia G (spessore 17 m), argille A/SAM.

6.1.5 ST01 – Sottovia ciclopedonale 01 - Assemini

I terreni di fondazione dell'opera sono stati indagati con i sondaggi S2 (Sottopasso S. Andrea – anno 2005) e S2 (Svicolo via Tevere – anno 2005).

I rapporti che intercorrono con i terreni di fondazione sono illustrati nello stralcio del profilo geotecnico che segue.



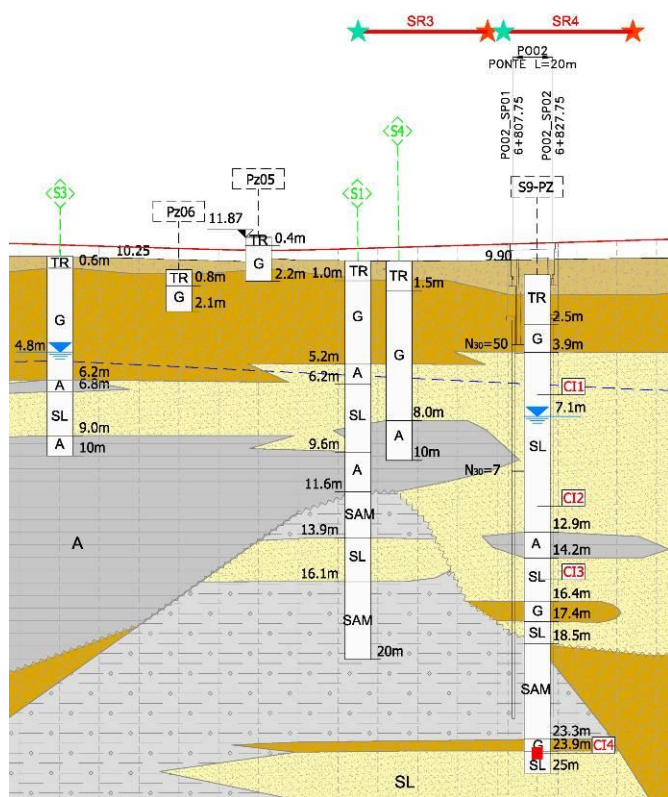
L'opera sarà realizzata all'interno della ghiaia G.

La falda si attesta mediamente a 5,5 m di profondità dal p.c..

6.1.6 PO02 - Ponte Rio Sa Nuxedda - Assemini

I terreni di fondazione dell'opera sono stati indagati con i sondaggi S9-PZ (2019) e S1, S4 (Svincolo via Tevere – 2005) e con le tomografie sismiche SR3 e SR4 (2019).

I rapporti che intercorrono con i terreni di fondazione sono illustrati nello stralcio del



profilo geotecnico a fianco.

Le spalle del ponte poggeranno sulla ghiaia G. I pali di fondazione attraverseranno in un primo tratto la ghiaia G, successivamente la sabbia SL e l'argilla A, per attestarsi, infine, nell'argilla SAM. La falda si rinviene ad una profondità di circa 5 m dal p.c..

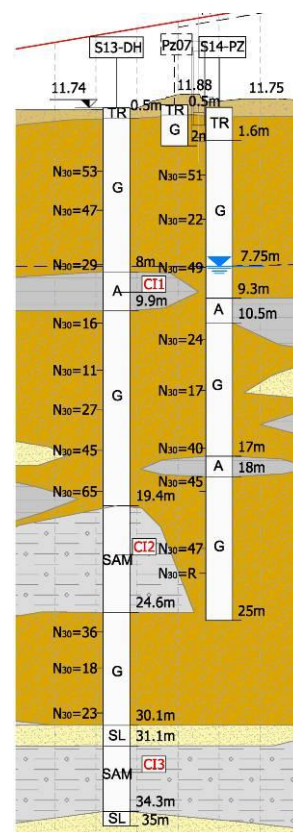
Ai fini del dimensionamento dei pali si potrà fare riferimento ad uno schema semplificato che prevede, al di sotto dei plinti di fondazione, un primo strato di ghiaia G di spessore 5-7 m, seguito dalla sabbia limosa SL

(spessore 9 m) e dalle argille A e SAM.

6.1.7 ST02 – Sottovia ciclopedonale 02 - Assemini

I terreni di fondazione dell'opera sono stati indagati con i sondaggi S13-PZ, S16-PZ, S15, S16 e con gli stendimenti R5 e SR6 del 2019. I rapporti che intercorrono con i terreni di fondazione sono illustrati nello stralcio del profilo geotecnico che segue.

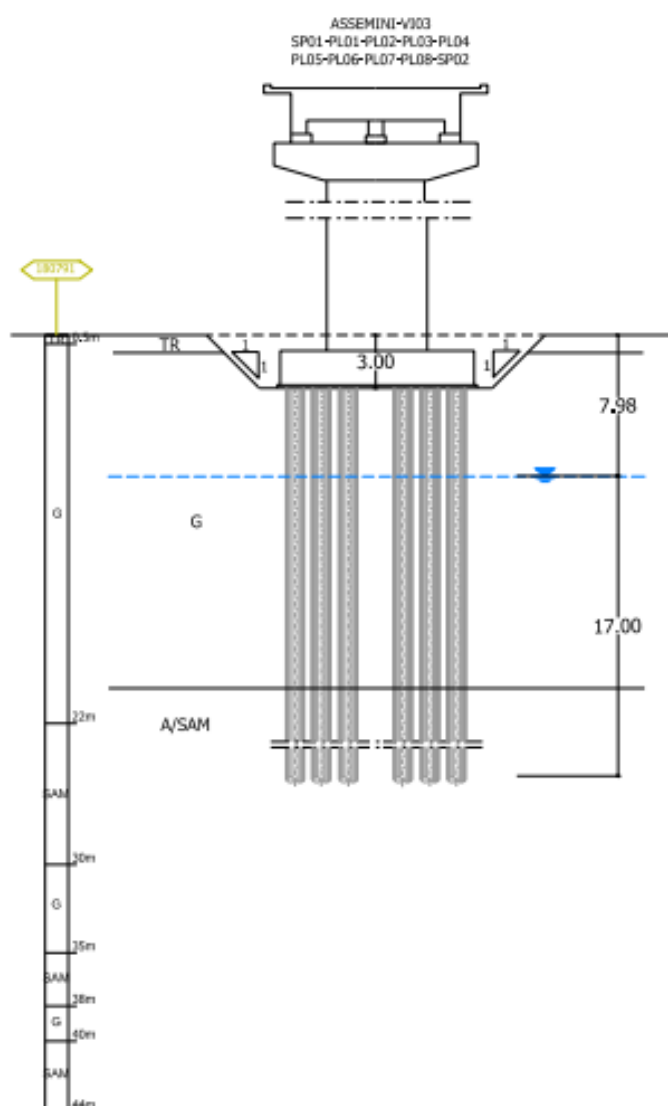
L'opera sarà realizzata all'interno della ghiaia G. La falda si attesta mediamente a 7,5 m di profondità dal p.c..

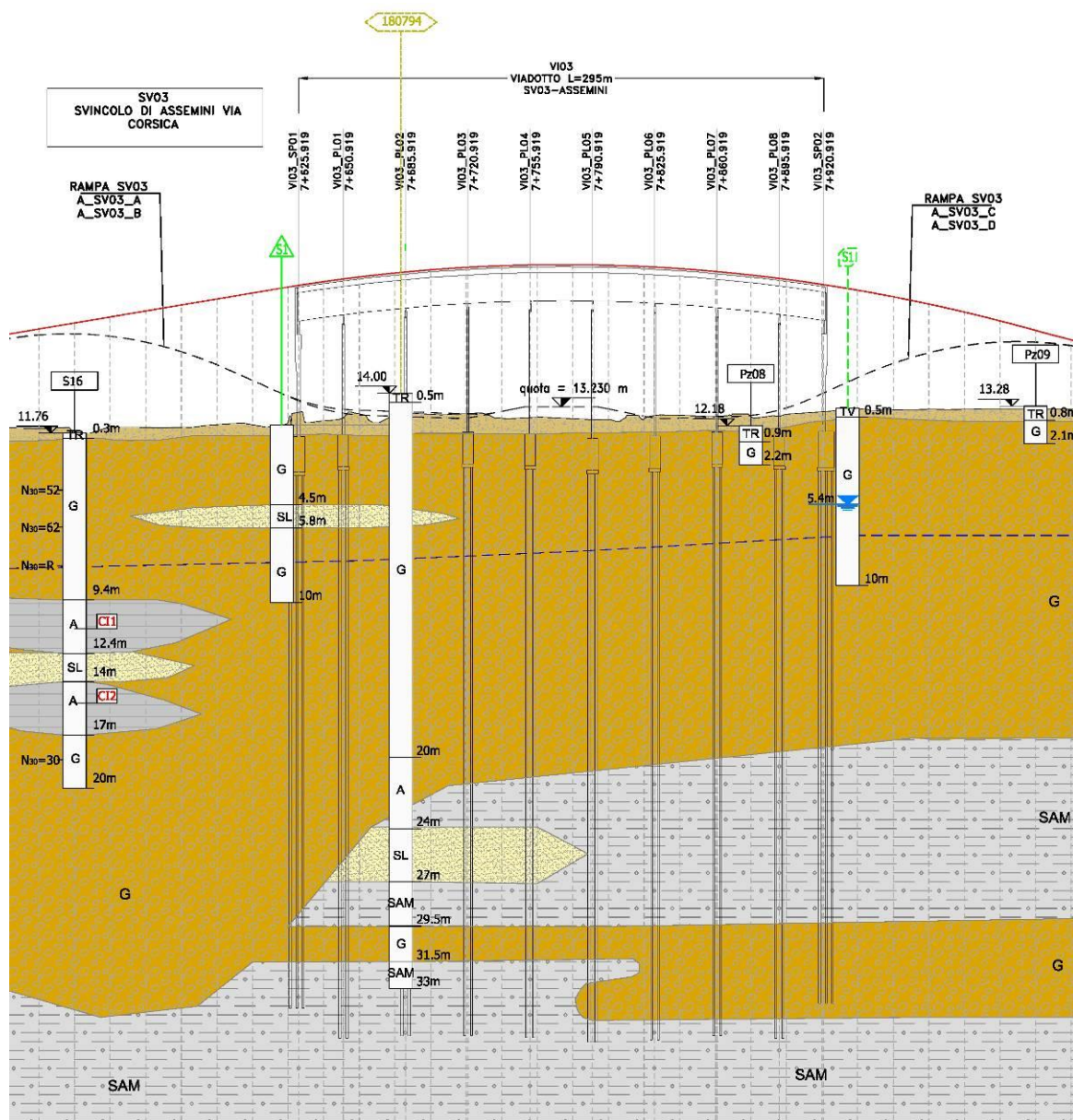


6.1.8 VI03 – Viadotto SV03 - Assemini

I terreni di fondazione sono stati investigati con i sondaggi S1 (Sottopasso via Di Vittorio - 2005) e S1 (Sottopasso pedonale via Piave – 2005). E' anche disponibile la stratigrafia del sondaggio ISPRA 180791.

I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati nella sezione schematica e nello stralcio di profilo geotecnico riportati nelle figure che seguono.





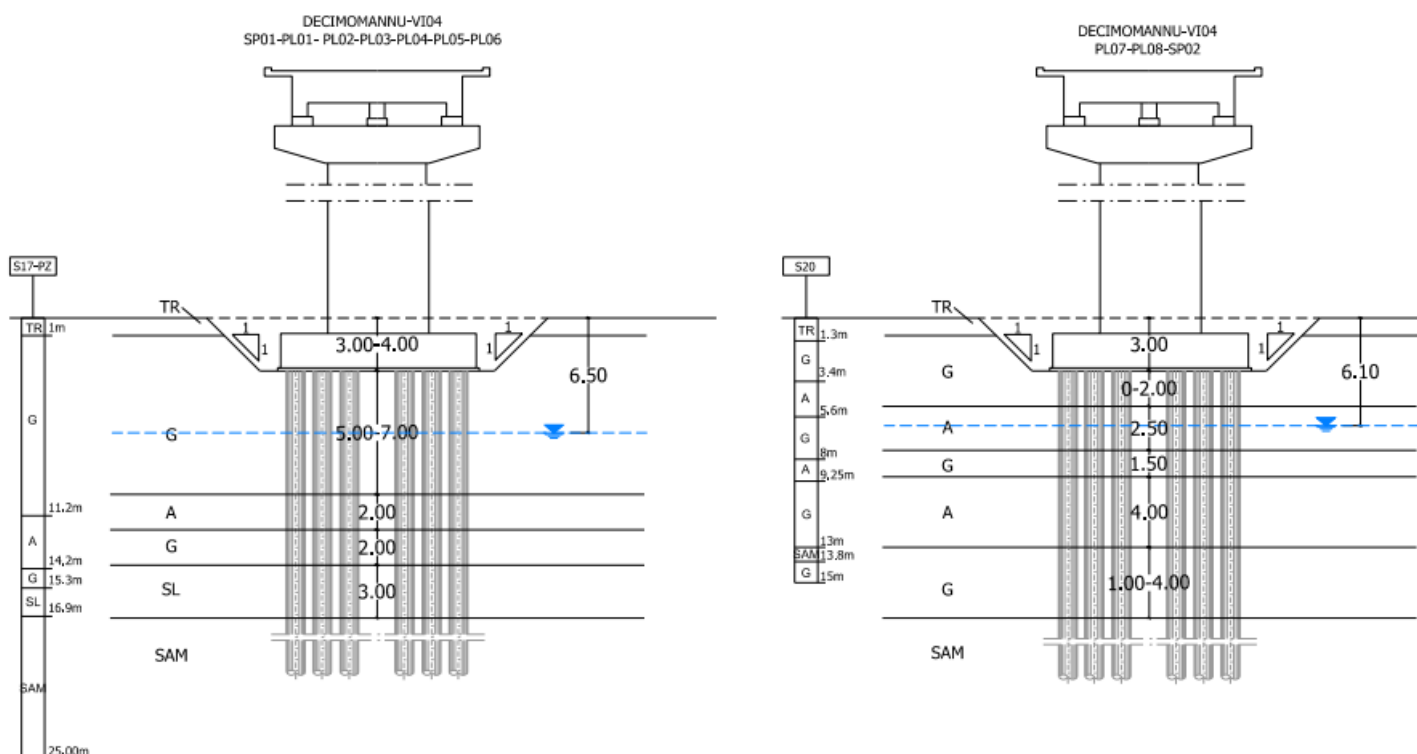
La sequenza di terreni di fondazione lungo l'intero sviluppo del viadotto è costante. I plinti di base insisteranno sulla ghiaia G, con intercalazioni di sabbia limosa SL nel primo tratto fino alla pila P2. In profondità i pali della spalla SP1 e della pila P1 interesseranno, dopo circa 10-14 m, le argille A/SAM. I rimanenti pali si ammorseranno nelle argille SAM dopo circa 10-15 m. In entrambi i casi sono possibili livelli di ghiaia G

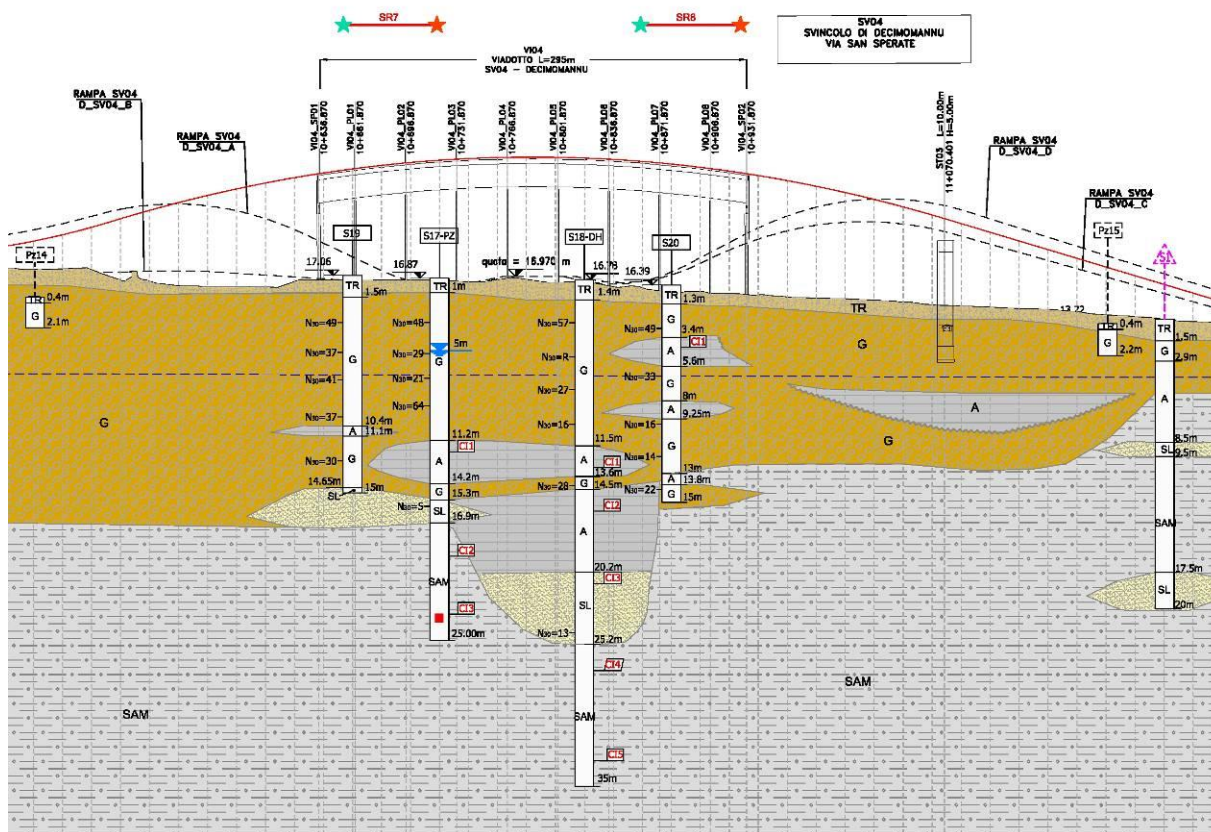
Lo studio geologico segnala presenza di falda a una profondità media di 7 m dal p.c..

Ai fini del dimensionamento dei pali si potrà fare riferimento ad uno schema semplificato che prevede, al di sotto dei plinti di fondazione, un primo strato di ghiaia G di spessore 13 m, seguito dalle argille A e SAM.

6.1.9 VI04 – Viadotto SV04 - Decimomannu

Per ricostruire i rapporti opere-terreni si è fatto riferimento ai sondaggi S17-PZ, S18-DH, S19, S20 (2019) e agli stendimenti sismici ST7 e SR8 (2019). Tali rapporti sono illustrati nelle sezioni schematiche e nello stralcio del profilo geotecnico riportati nelle successive figure.



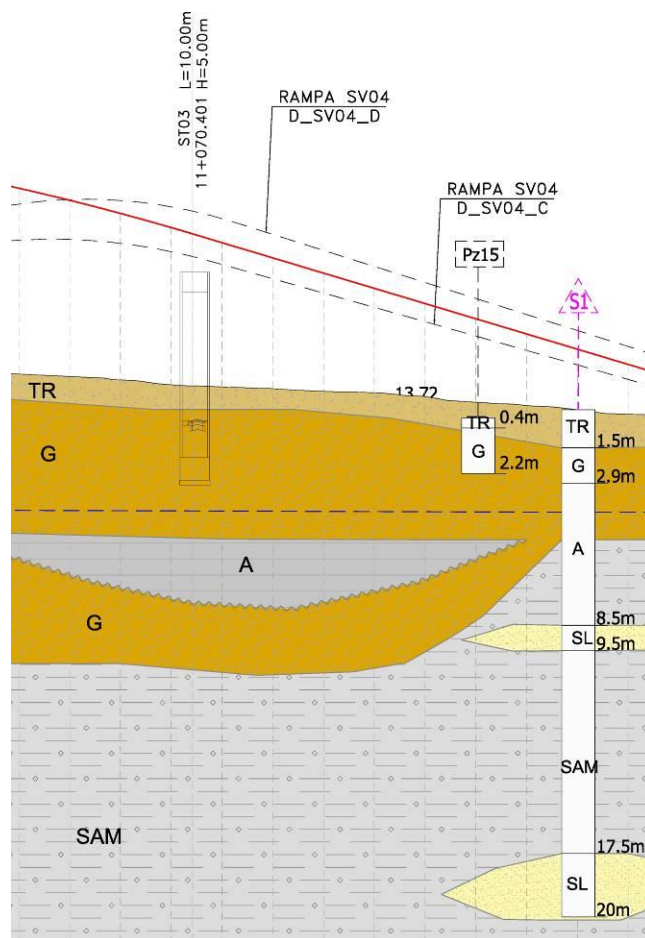


I plinti di base del viadotto poggeranno sulla ghiaia G, ad eccezione delle pile P7 e P8 che interesseranno l'argilla A. I pali di fondazione saranno realizzati dapprima nella ghiaia G e successivamente all'interno di alternanze di terreni A, SL, G. in profondità i pali interesseranno l'argilla SAM. La falda si rinviene mediamente ad una profondità di 6 m dal p.c..

Ai fini del dimensionamento dei pali si potrà fare riferimento ad due schemi semplificati simili. Il primo si riferisce ai pali della spalla SP1 e delle pile da 1 a 7 e prevede, al di sotto dei plinti di fondazione, uno strato di ghiaia G di spessore 12 m, seguito dalle argille A/SAM. Nel secondo schema, relativo alla pila 8 e alla spalla SB, la ghiaia G ha uno spessore di 8 m ed è seguita dalle argille A/SAM.

6.1.10 ST03 – Sottovia ciclopedonale 03 - Decimomannu

I terreni di imposta dell'opera sono stati indagati con il sondaggio S1 (Bausa Curxi – 2005). I rapporti che intercorrono con i terreni di fondazione sono illustrati nello stralcio del profilo geotecnico che segue.



Il sottovia sarà realizzato quasi per intero nella ghiaia G, che ricopre un livello di argilla A di spessore variabile da 3-4 m a 7-8 m. Al di sotto è presente l'argilla SAM della Fm. Samassi.

La falda si rinviene ad una profondità di circa 4 m dal piano di campagna.

6.2 Rilevati

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

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

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

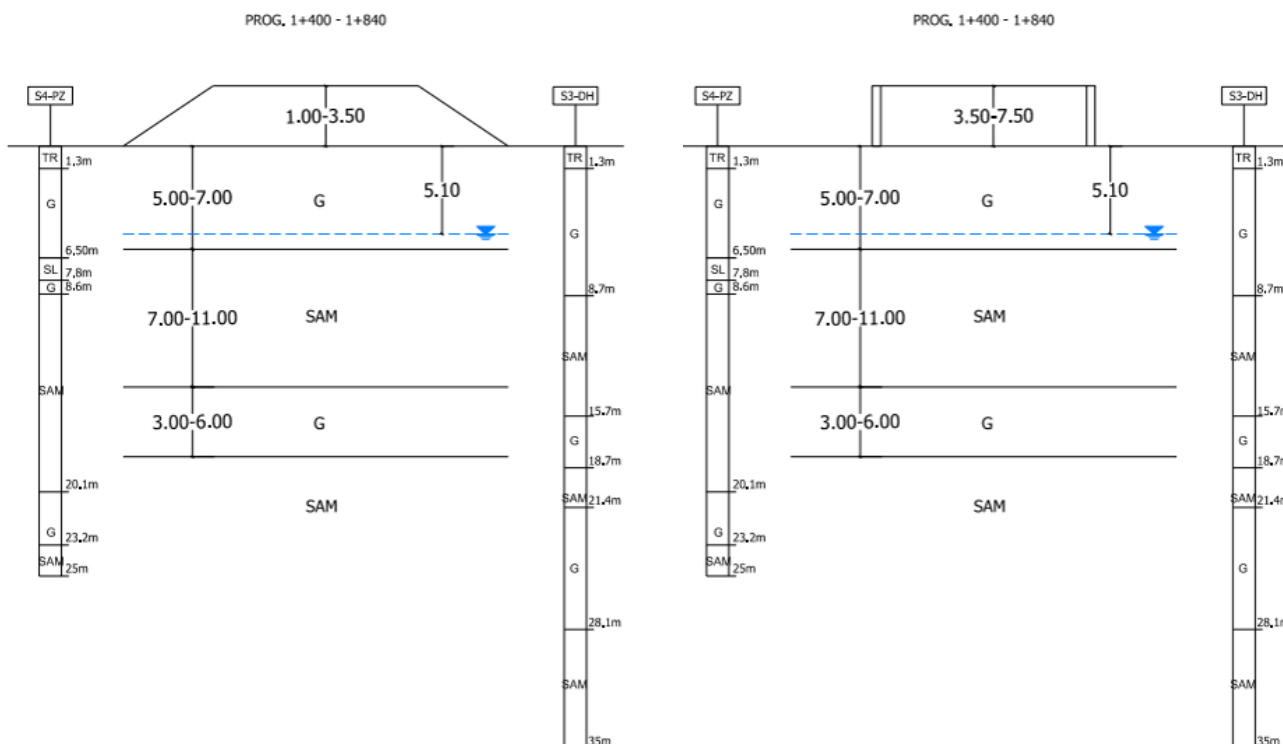
Gli schemi che illustrano i rapporti opere-terreni riportati più avanti sono da ritenersi puramente indicativi dal punto di vista geometrico in termini di dimensione delle opere, spessore dei terreni di fondazione, posizione della falda.

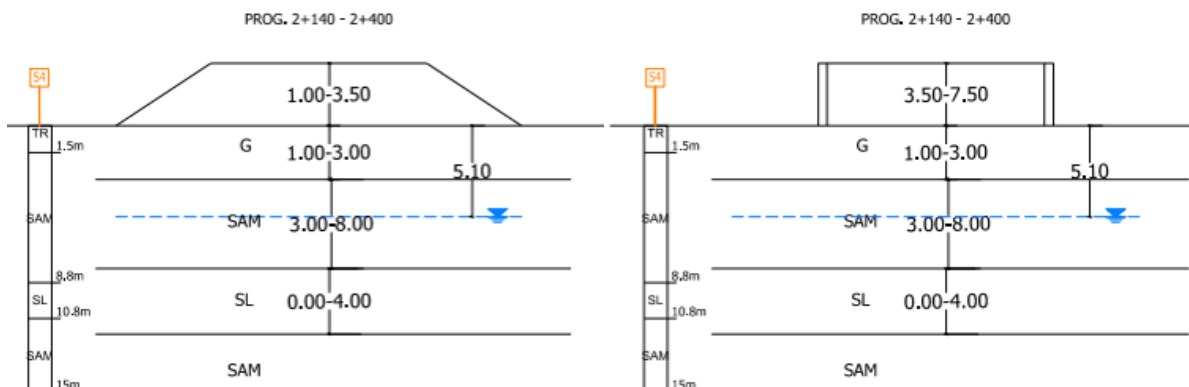
Dal momento che è prevista l'asportazione del terreno agrario e/o dei materiali di riporto presenti per spessori limitati a partire dal piano limite, in tutti gli schemi si è omessa la presenza di questi termini.

6.2.1 Tratto Elmas

Come si osserva negli schemi allegati, i rilevati poggeranno sempre sulla ghiaia G, che tra le progr. 1+400 – 1+840 assume spessori di 5-7 m, mentre più avanti (progr. 2+140-2+400) gli spessori sono più contenuti (massimo 3 m). In entrambi i casi i termini G ricoprono l'argilla SAM della Fm. Samassi, che assume uno spessore fino a 11 m nel primo tratto, mentre nel tratto successivo lo spessore massimo è di circa 6 m. In profondità i termini SAM sono alternati a ghiaia G o a sabbia limosa SL.

La falda si rinviene ad una profondità di circa 5 m dal p.c..

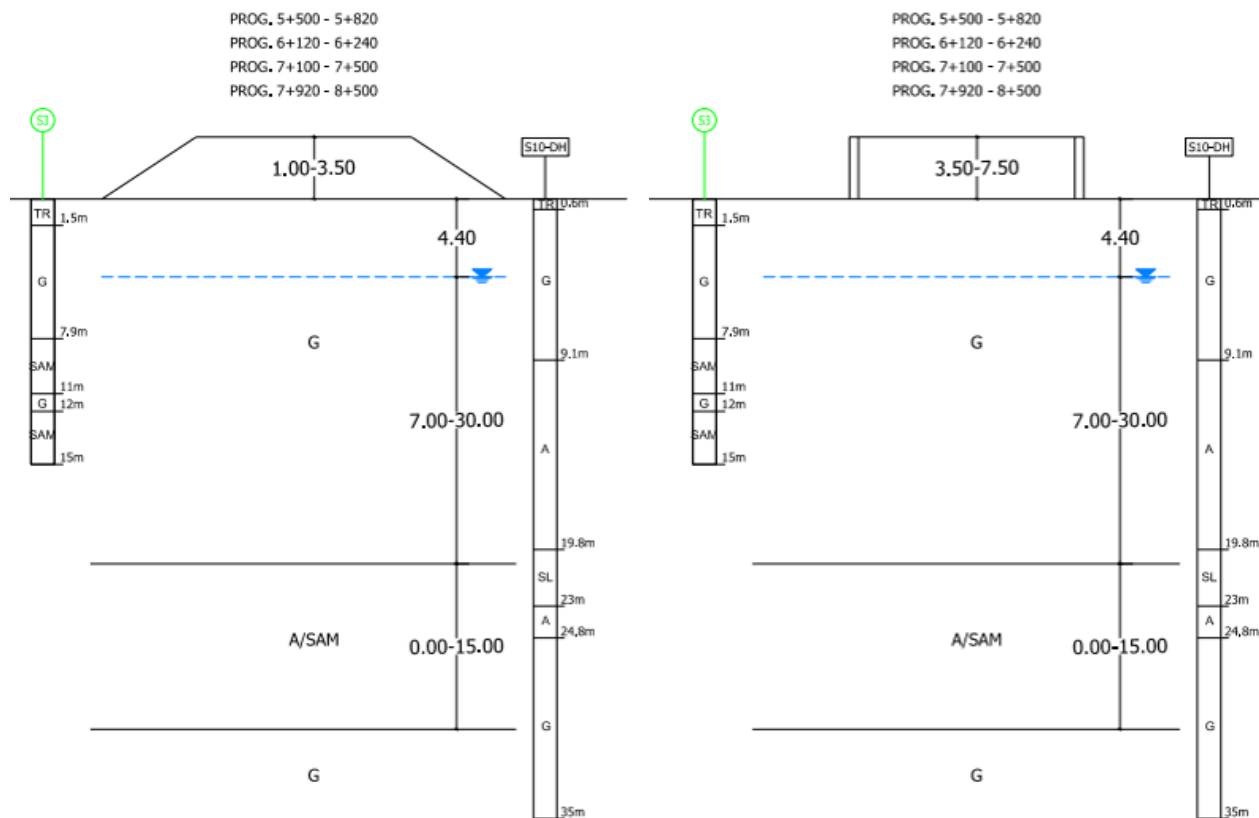


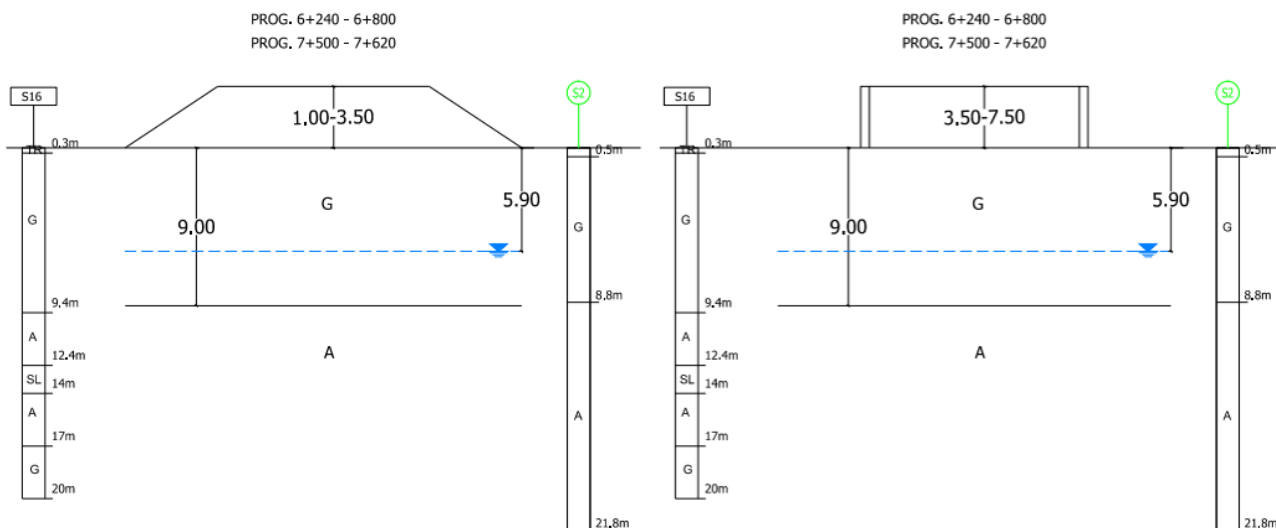


6.2.2 Tratto Assemini

Anche in questo caso i rilevati poggeranno sulla ghiaia G, che in alcuni tratti può assumere spessori rilevanti (fino a circa 30 m). La ghiaia è posta a copertura dei terreni argillosi A e SAM e può rinvenirsi nuovamente in profondità al di sotto delle argille.

La falda è presente a profondità compresa tra 4,5 m e 6,0 m circa dal piano di campagna.

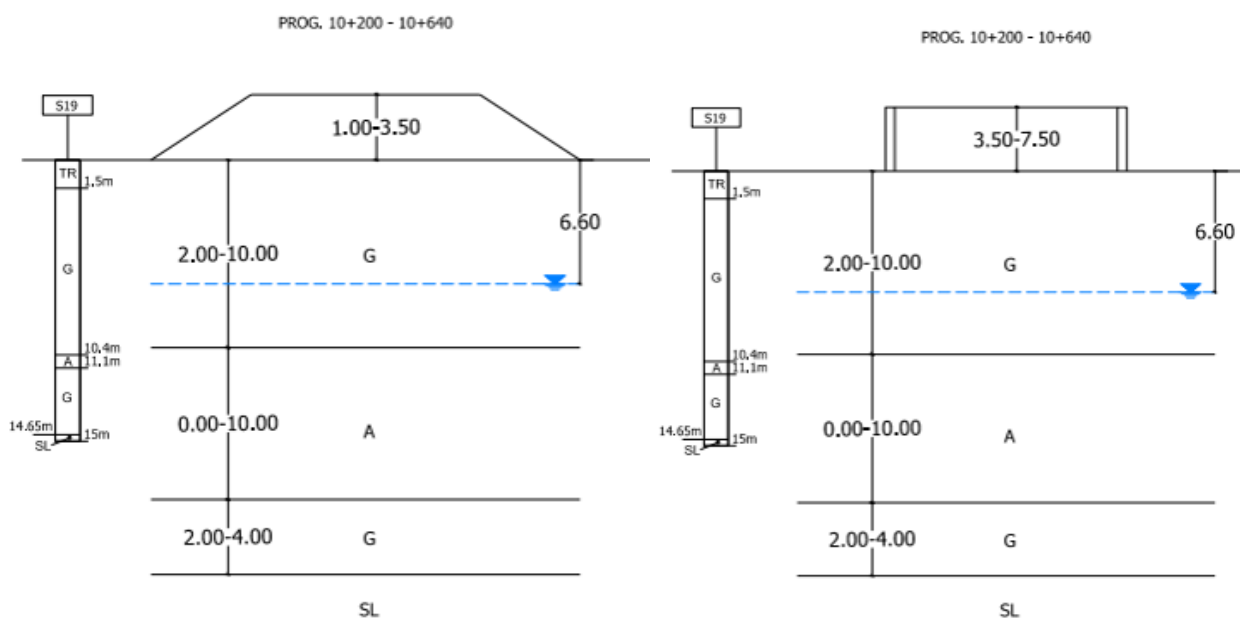


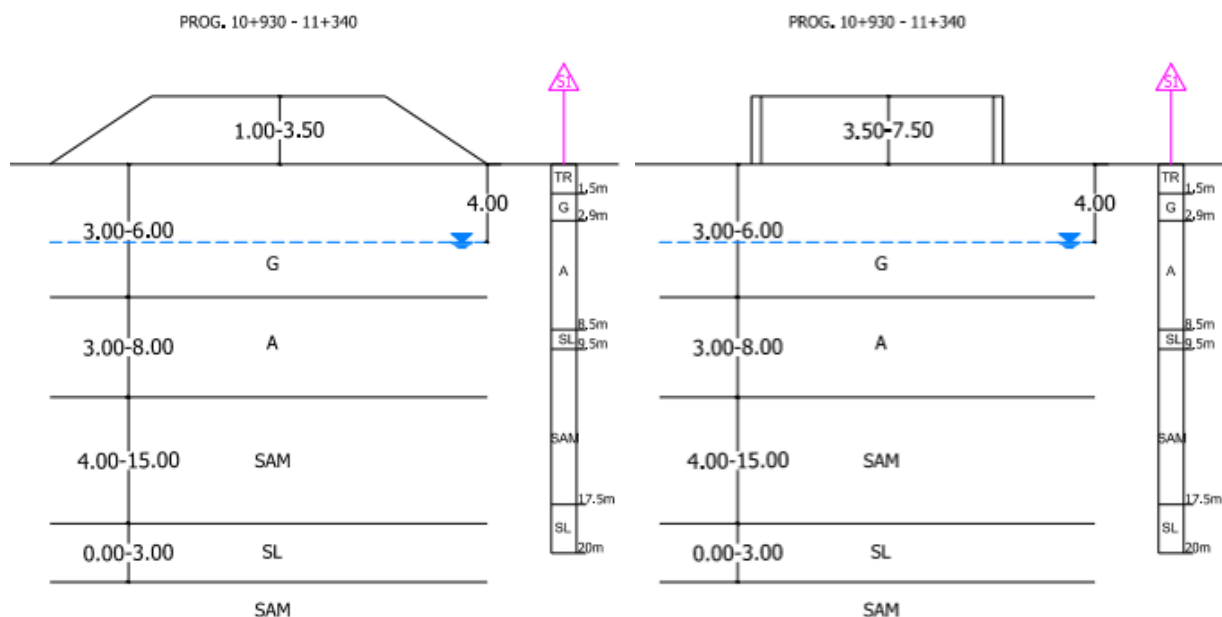


6.2.3 Tratto Decimomannu

Nel tratto che interessa il Comune di Decimomannu i rilevati poggeranno sulla ghiaia G posta a copertura di alternanze di argille A e SAM, sabbia limosa SL e degli stessi termini G (v. schemi successivi).

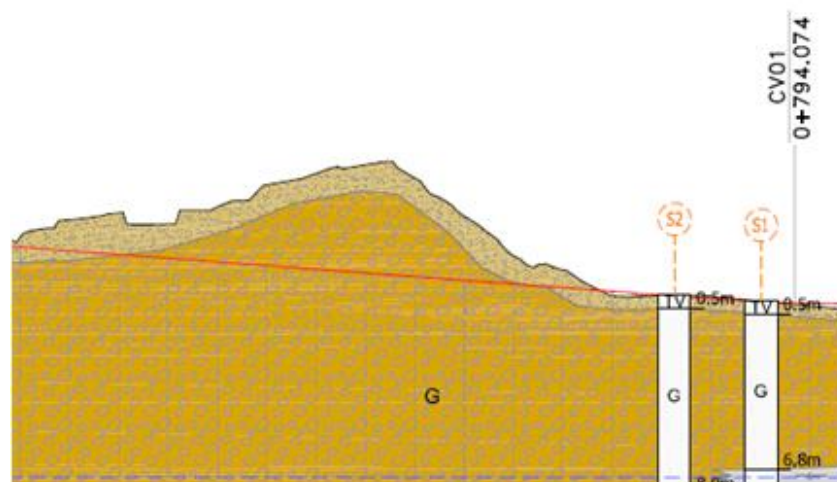
La falda si attesta a profondità compresa tra 4,5 m e 6,0 m dal piano di campagna.





6.3 Tratti in trincea

In considerazione della morfologia dei luoghi interessati dal tracciato, i tratti in trincea saranno limitati e gli scavi, aperti con pendenza 3/2 (orizzontale/verticale), non supereranno mai profondità maggiori di 5,8 m. Tale circostanza si verifica unicamente tra le progressive 0+480 m e 0+700 m, dove gli scavi interesseranno la ghiaia G (v. figura sotto).



Tratto 0+480 – 0+700 - Profondità massima di scavo 3,5 m

Nei rimanenti tratti in trincea gli scavi hanno profondità limitata (massimo 2 m).

7 QUESTIONI GEOTECNICHE

Le principali questioni di carattere geotecnico connesse con la progettazione delle opere riguardano la scelta del tipo di fondazione delle pile e delle spalle dei viadotti, ponti e cavalcavia, la scelta del piano di posa dei tratti in rilevato, la stabilità degli scavi a breve e lungo termine.

In relazione alle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, ai rapporti tra questi ultimi e le opere ed ai carichi trasmessi dalle strutture, la scelta delle fondazioni delle pile e delle spalle dei viadotti, ponti e cavalcavia 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 e agli schemi di calcolo semplificati descritti nel capitolo precedente.

I risultati dei calcoli strutturali e geotecnici, corredati da esecutivi e particolari costruttivi, sono riportati per ciascuna opera in specifici elaborati ai quali si rimanda per ogni dettaglio.

Nella tabella che segue sono indicati, per ciascuna opera, il numero di pali "No" di ciascuna pila/spalla e la lunghezza "L" degli stessi.

OPERA	Tratto	No	L (m)
CV01 – Cavalcavia 1 - Spalle SPA, SPB	Elmas	8	30
CV01 – Cavalcavia 1 - Pile P1, P2	Elmas	6	36
PO01 - Ponte Riu Sestu - Spalle SP1, SP2	Elmas	48	27
PO01 - Ponte Riu Sestu - Pile P1, P2	Elmas	30	32
VI01 – Viadotto SV01 - Spalla SP1	Elmas	27	30
VI01 – Viadotto SV01– Pile da P1 a P3*	Elmas	8	32
VI01 – Viadotto SV01– Pila P4	Elmas	6 sx	32
VI01 – Viadotto SV01– Pile da P4	Elmas	8 dx	32
VI01 – Viadotto SV01– Pile da P5 a P8*	Elmas	6	32
VI01 – Viadotto SV01 - Spalla SP2	Elmas	21	30
VI02 - Viadotto SV02 - Spalle SP1, SP2	Assemini	21	36
VI02 - Viadotto SV02– Pile da P1 a P8*	Assemini	6	36
PO02 - Ponte Rio Sa Nuxedda - Spalle SP1, SP2	Assemini	36	20
VI03 – Viadotto SV03 - Spalle SP1, SP2	Assemini	21	30
VI03 – Viadotto SV03 - Pile da P1 a P8*	Assemini	6	32
VI04 – Viadotto SV04 - Spalla SPA	Decimomannu	27	30

OPERA	Tratto	No	L (m)
VI04 – Viadotto SV04 - Spalla SPB	Decimomannu	30	30
VI04 – Viadotto SV04 - Pile da P1 a P8*	Decimomannu	8	32

* Per ciascuna carreggiata

Numero "No" e lunghezza "L" dei pali di fondazione dei viadotti, ponti e cavalcavia

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 5 m si interporranno banchine larghe 1 m superati i 5 m di altezza di scavo.

Per quanto riguarda i tratti in rilevato, si prevede lo scotico dei primi 20 cm di terreno a partire dal piano di campagna e l'asportazione di ulteriore strato di spessore variabile da 30 cm a 130 cm, quale bonifica, al fine di garantire l'appoggio dei rilevati su di terreni di idonee caratteristiche (v. tabelle che seguono).

sezioni asse principale	progressiva asse principale	spessore scotico [m]	spessore bonifica [m]	Indagine di riferimento
1-37	0+000-0+720	0,2	0,8	Rilievo geologico di superficie
37-44	0+720-0+860	0,2	0,3	S1, S2 (Elmas Sud 2005)
44-59	0+860-1+080	0,2	1,2	S1-DH (2019)
59-81	1+160-1+600	0,2	1,2	S2-PZ, S3DH, S4-PZ, S5 (2019), S1 (Sestu 2005)
81-90	1+600-1+780	0,2	1,0	S6 (2019)
90-93	1+780-1.840	0,2	0,5	Pz01, Pz03 (2019)
94-108 viadotto	1+840-2+160	-	-	-
108-128	2+140-2+540	0,2	0,5	Pz01, Pz03 (2019)
128-144	2+540-2+860	0,2	0,3	S4 (Elmas Nord 2005)

svincolo	sezioni asse principale	spessore scotico [m]	spessore bonifica [m]	Indagine di riferimento
SV01 – Rampa A, B	70-81	0,2	1,2	S2-PZ, S3DH, S4-PZ, S5 (2019), S1 (Sestu 2005)
SV01 – Rampa A, B	81-90	0,2	1,0	S6 (2019)
SV01 – Rampa C, D	108-125	0,2	0,5	Pz01, Pz03 (2019)


Spessori di scotico e bonifica – Tratto Elmas

sezioni asse principale	progressiva asse principale	spessore scotico [m]	spessore bonifica [m]	Indagine di riferimento
1-32	5+215-5+820	0,2	1,3	S3 (S. Andrea 2005)
32-48 viadotto	5+820-6+140	-	-	-
48-52	6+140-6+220	0,2	0,8	Rilievo geologico di superficie
52-61	6+220-6+400	0,2	0,3	S2 (S. Andrea 2005)
61-67	6+400-6+520	0,2	0,8	S2 (Via Tevere 2005)
67-79	6+520-6+760	0,2	0,6	S1, S3, S4 (Via Tevere 2005)
79-105	6+760-7+280	0,2	0,8	S9-PZ, S5 (2019)
105-122	7+280-7+620	0,2	0,4	S13-PZ, S14PZ, S16 (2019)
122-137 viadotto	7+620-7+920	-	-	-
137-158	7+920-8+340	0,2	0,8	Pz9 (2019, 180791 (ISPRA)
158-205	8+340-9+280	0,2	0,8	S1, S2, S3 (Piri Piri 2005), 180829, 183406 (ISPRA)

svincolo	sezioni asse principale	spessore scotico [m]	spessore bonifica [m]	Indagine di riferimento
SV02 – Rampa A, B	19-32	0,2	1,3	S3 (S. Andrea 2005)
SV02 – Rampa C, D	48-52	0,2	0,8	Rilievo geologico di superficie
SV02 – Rampa C, D	52-60	0,2	0,3	S2 (S. Andrea 2005)
SV03 – Rampa A, B	110-122	0,2	0,4	S13-PZ, S14PZ, S16 (2019)
SV03 – Rampa C, D	137-149	0,2	0,8	Pz9 (2019, 180791 (ISPRA)

Spessori di scotico e bonifica – Tratto Assemini


sezioni asse principale	progressiva asse principale	spessore scotico [m]	spessore bonifica [m]	Indagine di riferimento
1-45	9+280-10+160	0,2	0,3	S1 (Arramini), S1, S4 (Sestu)
45-54	10+160-10+340	0,2	0,4	S2, S3 (Sestu)
54-62	10+340-10+500	0,2	1,0	Rilievo geologico di superficie
62-69	10+500-10+640	0,2	0,4	Rilievo geologico di superficie
69-84 viadotto	10+640-10+940	-	-	-
84-120	10+940-11+660	0,2	1,0	S1 (Bausa Curxi)

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA136-351	Relazione Geotecnica	

svincolo	sezioni asse principale	spessore scotico [m]	spessore bonifica [m]	Indagine di riferimento
SV04 – Rampa A, B	54-62	0,2	0,4	S2, S3 (Sestu)
SV04 – Rampa A, B	62-69	0,2	0,4	Rilievo geologico di superficie
SV04 – Rampa C, D	84-120	0,2	1,0	S1 (Bausa Curxi)

Spessori di scotico e bonifica – Tratto Decimomannu

Nei tratti in trincea gli scavi saranno sagomati con pendenza 3/2 (orizzontale/verticale), che è tale da garantire la stabilità a breve termine e lungo termine delle opere.

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

8 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

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

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

8.1 Rilevati presi in esame e schemi di calcolo

Con riferimento ai rapporti opere-terreni descritti in precedenza, sono stati presi in esame tre casi relativi a tratti di rilevato in corrispondenza di sezioni caratterizzate dalle maggiori altezze e dalle condizioni più sfavorevoli riguardo alle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.

Il caso 1 si riferisce al rilevato di approccio alla spalla SP1 del viadotto VI02 Assemmini, laddove, cautelativamente, è stato ipotizzato uno spessore di ghiaia G di 17 m, sovrastante l'argilla SAM della Fm. Samassi. Nel caso 2 (rilevato di approccio alla spalla SP2 del medesimo viadotto VI02), la ghiaia G (spessore 12 m) ricopre l'argilla alluvionale A. Il terzo caso riguarda il rilevato di approccio alla spalla SP1 del viadotto VI04 (Decimomannu). In questo caso la ghiaia G poggia sull'argilla A, che a sua volta ricopre l'argilla SAM. Lo spessore di ciascuno strato è costante e pari a 10 m.

Per ciascun caso è stato considerato un rilevato di altezza media $H = 6$ m.

A vantaggio di sicurezza si è trascurato, nei calcoli, il contributo migliorativo dovuto alla presenza di uno strato di bonifica a partire dal piano di campagna, per spessori complessivi di 0,5-1,5 m,

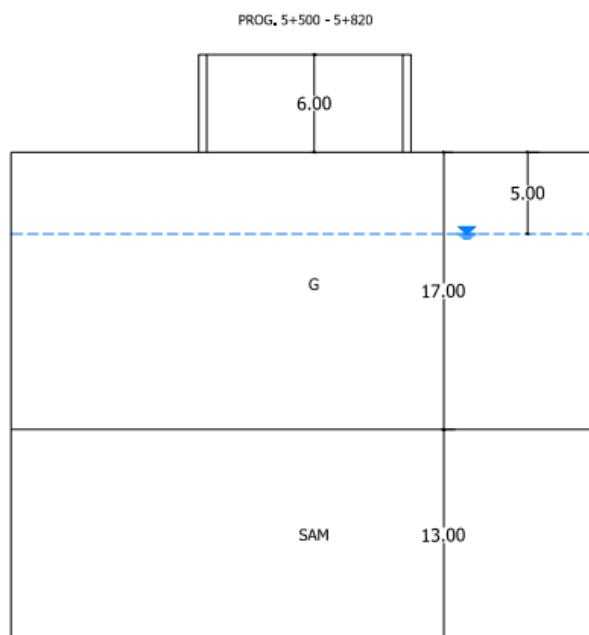
Nella tabella che segue sono indicati, per ciascun caso, l'altezza H del rilevato presa a base nei calcoli e gli spessori $S1$, $S2$, $S3$ dei terreni di fondazione. A tal riguardo, si è tenuto conto del volume di terreno significativo al di sotto del piano di posa dei rilevati, ovvero quello entro il quale la tensione litostatica si riduce al 10%.

Caso	Progressive	H [m]	S1 [m]	S2 [m]	S3 [m]
1	Da 5+500 a 5+820	6	17	13	-
2	Da 6+240 a 6+800	6	12	18	-

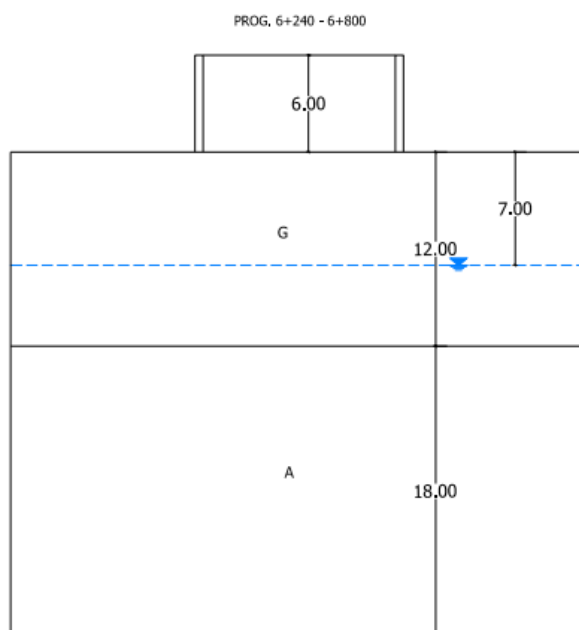
Caso	Progressive	H [m]	S1 [m]	S2 [m]	S3 [m]
3	Da 10+200 a 10+640	6	10	10	10

Spessori degli strati presi in considerazione nel calcolo dei cedimenti

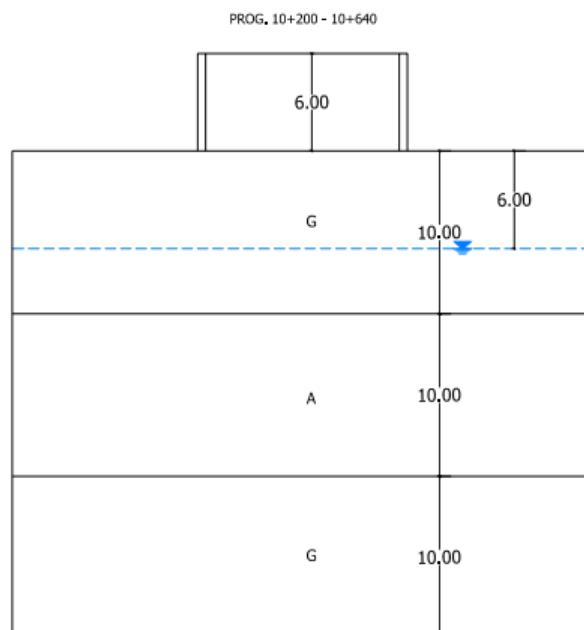
Gli schemi fisici di riferimento sono riportati nelle figure che seguono. La posizione della falda è stata dedotta dai risultati degli studi geologici.



Rilevato da 5+500 m a 5+820 m – Schema fisico di riferimento



Rilevato da 6+200 m a 6+800 m – Schema fisico di riferimento



Rilevato da 10+200 m a 10+640 m – Schema fisico di riferimento

8.2 Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Nella tabella che segue si riportano i valori dei parametri utilizzati per il calcolo dei cedimenti ricavati dall'esame risultati delle prove in sito e di laboratorio. Le grandezze prese in esame sono:

- Indice dei vuoti iniziale e_0 ;
- Coefficiente di comprimibilità C_c ,
- Coefficiente di compressibilità m_v ,
- Coefficiente di consolidazione C_v ,
- Coefficiente di permeabilità k_h

Sigla terreno	e_0	C_c	m_v [MPa ⁻¹]	C_v [m ² /s]	k_h [m/s]
G	0,85	0,10	0,029	9,0E-06	2,9E-7
A	0,68	0,15	0,045	5,0E-07	2,4E-10
SAM	0,68	0,15	0,045	5,0E-07	2,4E-10

Parametri geotecnici utilizzati nei calcoli

In assenza di prove di compressione edometrica, i parametri relativi alla ghiaia G sono stati desunti da dati di Letteratura. L'argilla alluvionale A e l'argilla della Fm. Samassi SAM sono state caratterizzate con i medesimi parametri di deformabilità, alla luce dei risultati delle prove di laboratorio.

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 .

8.3 Calcolo dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato sviluppato per l'altezza di rilevato e gli spessori dei terreni di fondazione riportati nella precedente tabella.

Dal punto di vista teorico si può schematizzare il cedimento di un deposito coesivo saturo sottoposto all'azione di un carico di dimensioni finite si può schematizzare dal punto di vista teorico 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 e 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 formulata da Terzaghi (1923).

Per prevedere l'andamento del cedimento nel tempo, viene utilizzata la teoria della consolidazione, con la quale, noto il cedimento totale δ_{tot} , è possibile risalire al valore cedimento δ_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):

$$T_v = \frac{(\pi/4) \cdot U_m^2}{(1 - U_m^{3.6})^{0.357}}$$

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

8.4 Risultati dei calcoli

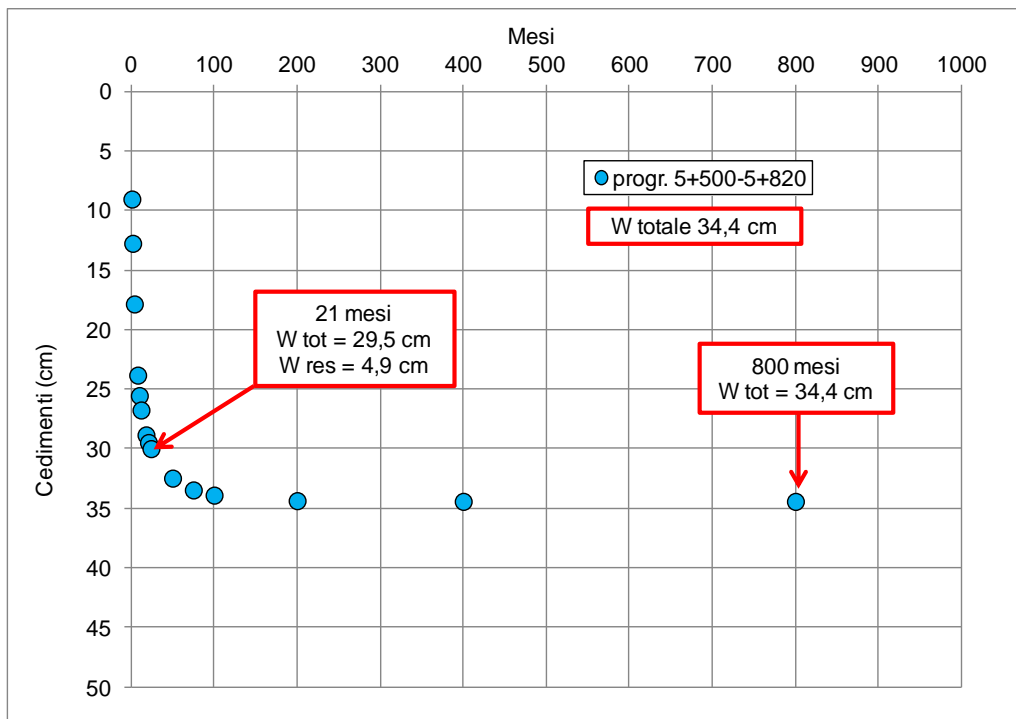
I risultati dei calcoli sono riportati nella tabella che segue. Per ciascun caso preso in esame, nel prospetto sono indicati i valori delle grandezze:

- W_{TOT} = cedimento totale;
- %W7 = percentuale di cedimento a 7 mesi sul totale calcolato;
- $W7_{res}$ = cedimento residuo a 7 mesi;
- Mesi $W < 5\text{cm}$ = numero mesi in corrispondenza di un valore del cedimento residuo $< 5\text{ cm}$

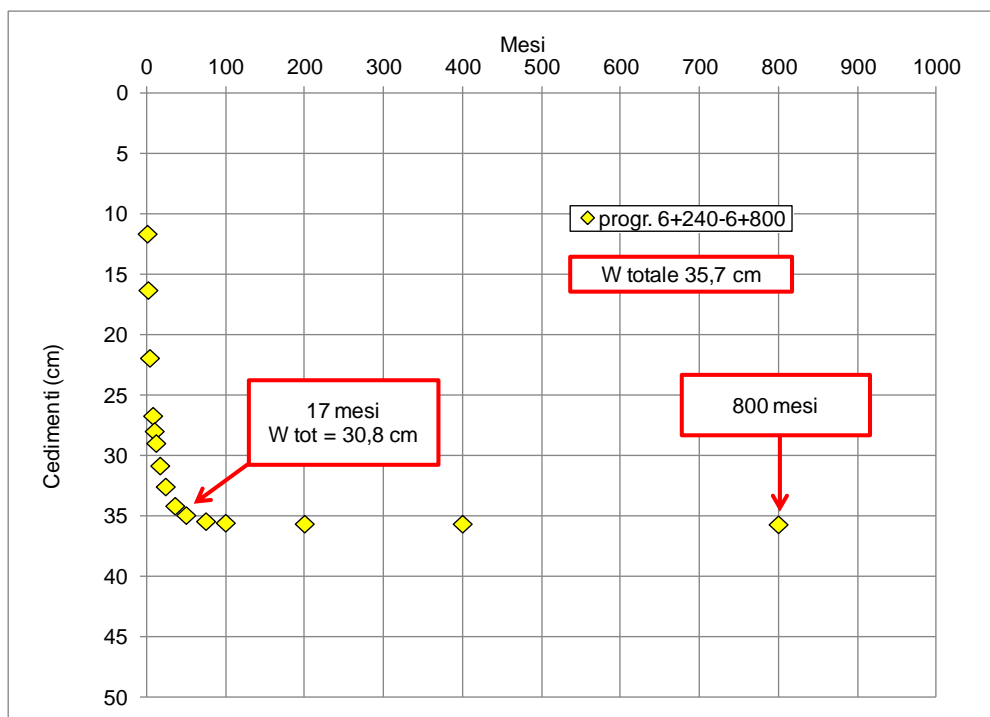
Caso	Progressive	H [m]	S1 [m]	S2 [m]	S3 [m]	W_{TOT} [cm]	%W7 [%]	$W7_{res}$ [cm]	Mesi $W < 5\text{cm}$
1	Da pr 5+500 a pr 5+820	6	17	13	-	34,4	67	11,8	21
2	Da pr 6+240 a pr 6+800	6	12	18	-	35,7	73	9,8	17
3	Da pr 10+200 a pr 10+640	6	10	10	10	37,0	91	4,2	7

Risultati dei calcoli

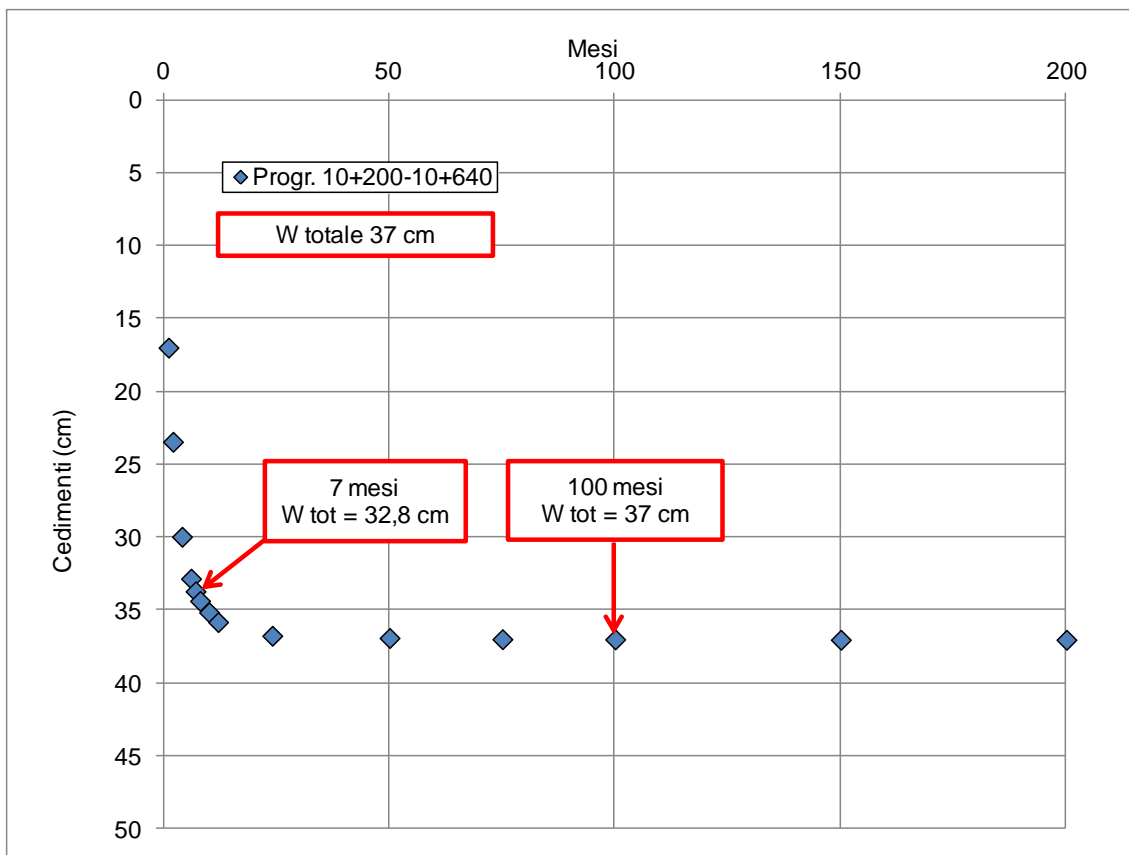
Nelle figure che seguono si riporta l'andamento dei cedimenti nel tempo per ciascun caso.



Rilevato da pr 5+500 a pr 5+820 – Andamento dei cedimenti nel tempo



Rilevato da pr 6+240 a pr 6+800 – Andamento dei cedimenti nel tempo



Rilevato da pr 10+200 a pr 10+640– Andamento dei cedimenti nel tempo

Il valore massimo del cedimento totale $W_{TOT} = 37$ cm si ottiene in corrispondenza del rilevato da pr 10+200 a pr 10+640 (caso 3). Negli altri due casi presi in esame il cedimento totale W_{TOT} risulta leggermente inferiore.

I cedimenti residui a 7 mesi dall'ultimazione dei lavori di costruzione ($W7_{res}$) variano da 4 cm a 12 cm circa.

Per il caso 3) dopo sette mesi il cedimento residuo risulta già minore di 5 cm e quindi compatibile con la piena funzionalità dell'opera. Per i casi 1) e 2) questa condizione si raggiunge dopo 21 mesi e 17 mesi, rispettivamente.

E' stato anche calcolato che i cedimenti si esauriscono in circa 8 anni per il rilevato da pr 10+200 a pr 10+640 (caso 3) e nell'arco di alcuni decenni per i rimanenti casi, seguendo una curva con andamento asintotico, come illustrato nelle figure riportate in precedenza. Per completezza, nella tabella successiva si riporta la casistica alla quale possono essere assimilati i rilevati non presi in esame nei calcoli.

RILEVATO	CASO DI RIFERIMENTO	Mesi W<5cm
Da pr 1+400 a pr 1+840	v. da pr 10+200 a pr 10+640	7
Da pr 2+140 a pr 2+400	v. da pr 6+240 a pr 6+800	17
Da pr 6+120 a pr 6+240	v. da pr 5+500 a pr 5+820	21
Da pr 7+100 a pr 7+500	v. da pr 5+500 a pr 5+820	21
Da pr 7+500 a pr 7+620	v. da pr 6+240 a pr 6+800	17
Da pr 7+920 a pr 8+500	v. da pr 5+500 a pr 5+820	21
Da pr 10+930 a pr 11+340	v. da pr 6+240 a pr 6+800	21

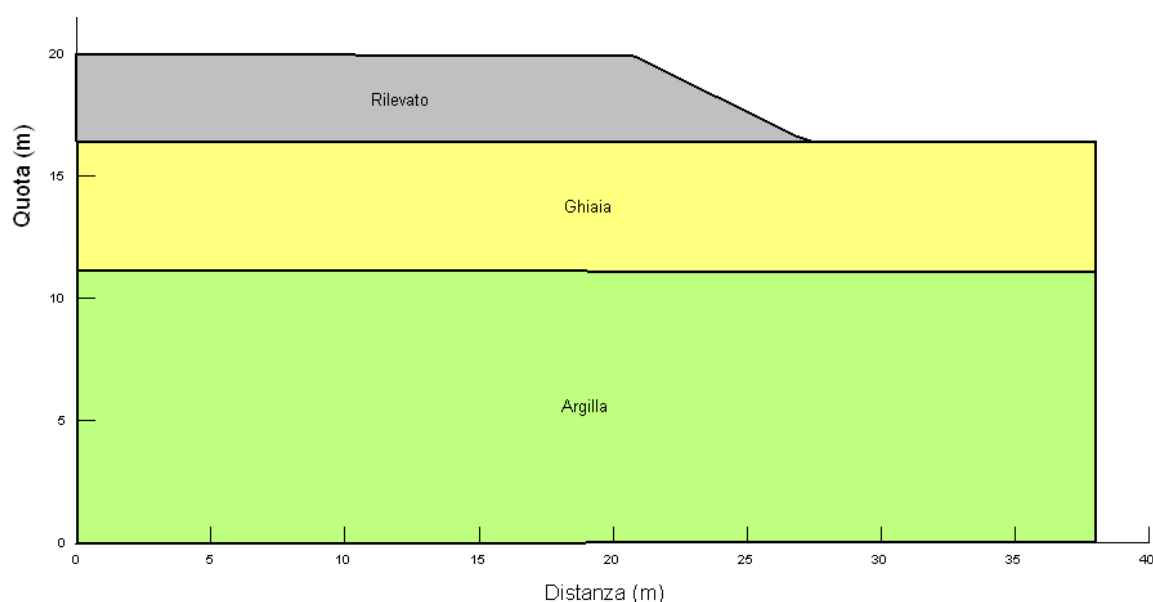
9 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

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

9.1 Schemi fisici di riferimento

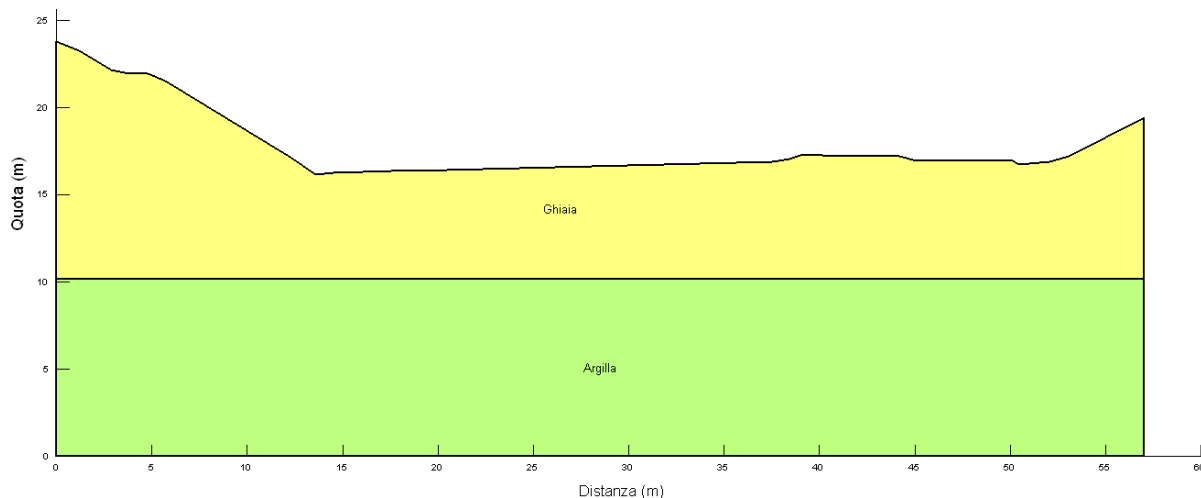
Sono stati esaminati i seguenti casi.

- Il rilevato di maggiore altezza (3,5 m), alla progressiva 1+400 m, che poggia sulla ghiaia G. Nello schema di calcolo, illustrato nella figura sotto, la ghiaia ha uno spessore di 3 m e ricopre l'argilla SAM.



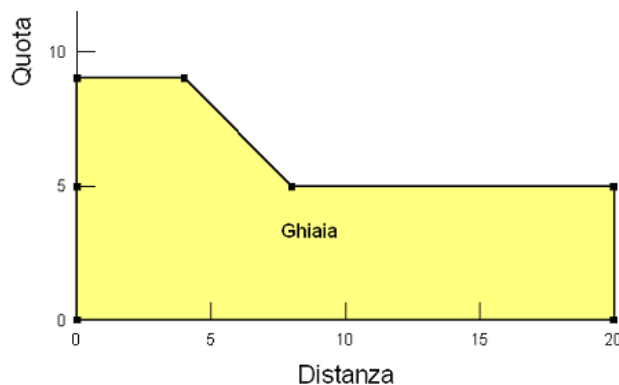
Rilevato alla progressiva 1+400 – Schema fisico di riferimento

- La trincea di maggiore profondità (5,80 m) alla progressiva 0+620 m. Gli scavi saranno aperti nella ghiaia G, che a sua volta ricopre l'argilla A per spessori maggiori di 8 m (v. schema sotto).



Trincea alla progressiva 0+620 – Schema fisico di riferimento

- Gli scavi provvisionali per raggiungere il piano di posa delle pile e delle spalle del viadotto VI04 Decimomannu, dove si raggiunge la massima profondità di scavo pari a 4 m. Gli scavi saranno aperti nella ghiaia G (v. schema sotto).



Scavo provvisoriale per le fondazioni del viadotto VI04 Decimomannu - Schema fisico di riferimento

In tutti i casi presi in esame la falda è a profondità tale da non interagire con i calcoli di stabilità.

9.2 Procedura di calcolo

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{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 γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_r	1,0	1,0

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

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Coefficiente parziale di resistenza γ_{R2} (Tabella 6.8.I - D.M. 17/01/2018)

Per gli scavi provvisionali si è tenuto conto della combinazione A1+M1+R3, trattandosi di condizioni a breve termine.

Le verifiche 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 β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (v. tabella sotto).

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_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 β_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:

$$k_h = 0,014;$$

$$k_v = 0,007.$$

9.3 Codice di calcolo

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

SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

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.

9.4 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:

Ghiaia G

$$\gamma = 18.2 \text{ kN/m}^3; c' = 14 \text{ kPa}; \varphi' = 37^\circ.$$

Argilla A

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3; c' = 35 \text{ kPa}; \varphi' = 28^\circ.$$

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:

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

A vantaggio di sicurezza, nelle presenti verifiche si è del tutto trascurata l'aliquota di resistenza offerta dalla coesione effettiva, il cui valore è stato posto pari a zero.

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:

Ghiaia G

$$c' = 11,2 \text{ kPa}; \varphi' = 31^\circ.$$

Argilla A

$$c' = 28 \text{ kPa}; \varphi' = 23^\circ.$$

Rilevato stradale

$$c' = 0; \varphi' = 29^\circ.$$

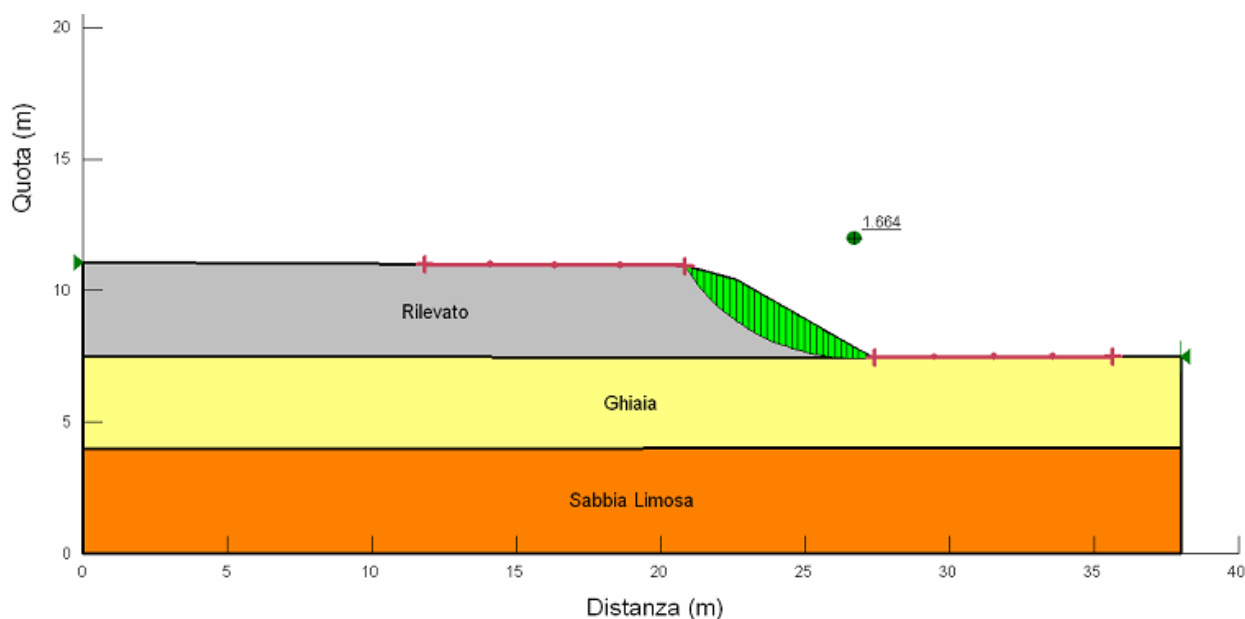
9.5 Risultati delle verifiche

Nella tabella seguente si riportano i valori del coefficiente di sicurezza minimo F_{min} , in condizioni statiche e sismiche, ottenuti nelle due sezioni di calcolo esaminate.

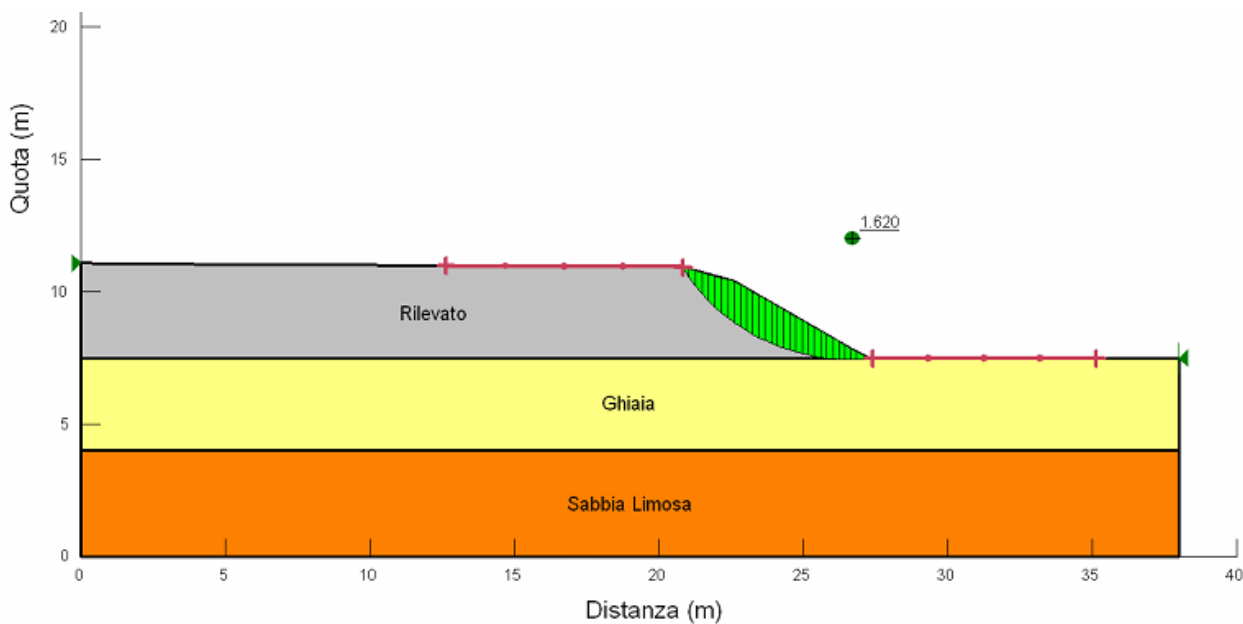
Sezione di Calcolo	Fmin	
	Condizione statica	Condizione sismica
Rilevato alla progr. 1+100	1,66	1,62
Trincea alla progr. 0+820	2,68	2,60
Scavi provvisionali viadotto VI04	2,58	-

Si osserva che il valore minimo del coefficiente di sicurezza minimo risulta sempre maggiore del valore minimo di normativa (1,1).

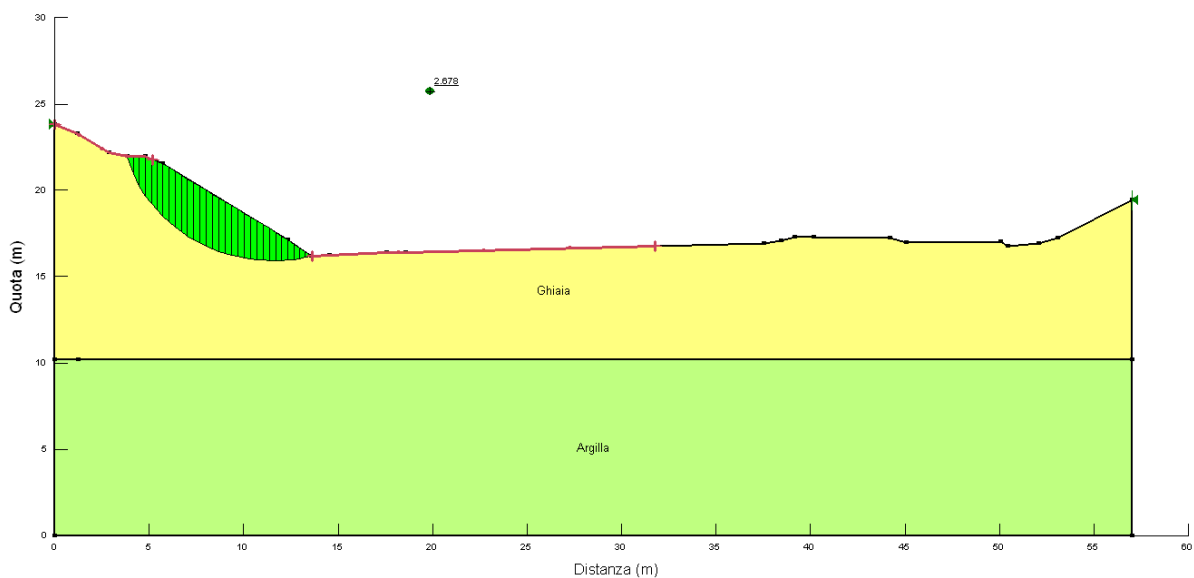
Nelle figure che seguono si riporta la traccia della superficie di scorrimento per la quale si è ottenuto il coefficiente di sicurezza minimo.



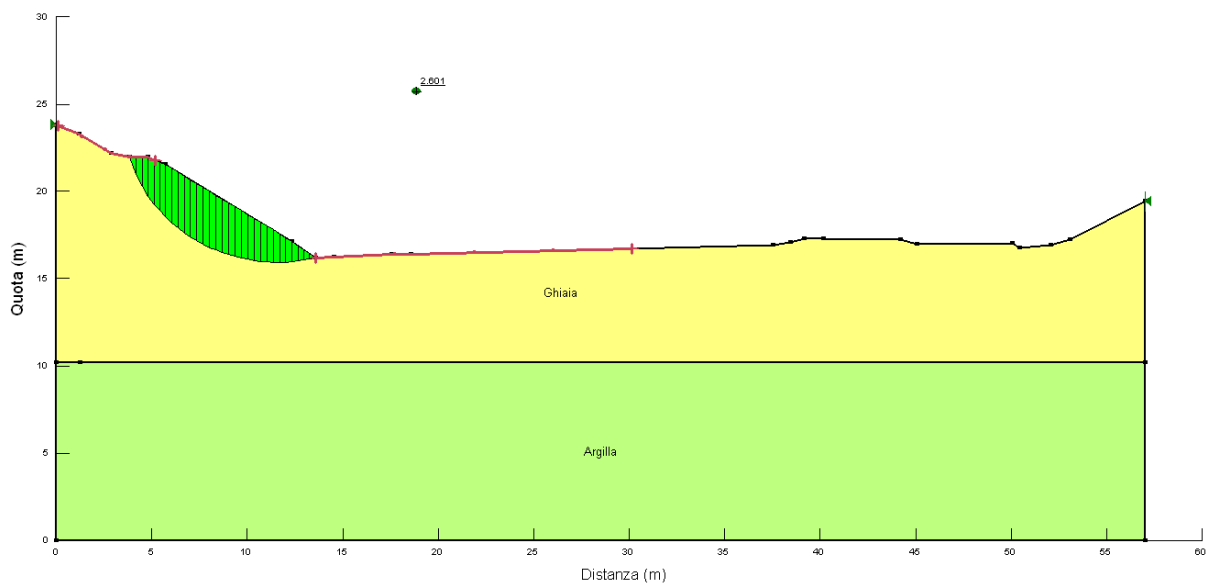
Sezione in rilevato alla pr. 1+100 m - Verifica di stabilità in condizioni statiche



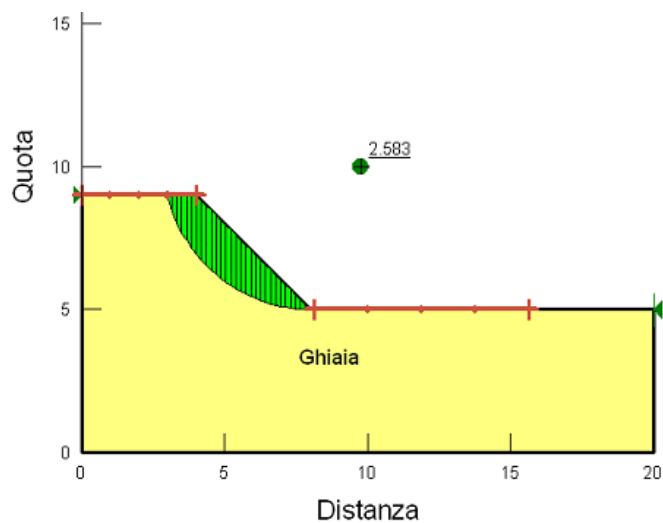
Sezione in rilevato alla pr. 1+100 m - Verifica di stabilità in condizioni sismiche




Sezione in trincea alla pr. 0+820 m - Verifica di stabilità in condizioni statiche



Sezione in trincea alla pr. 0+820 m - Verifica di stabilità in condizioni sismiche

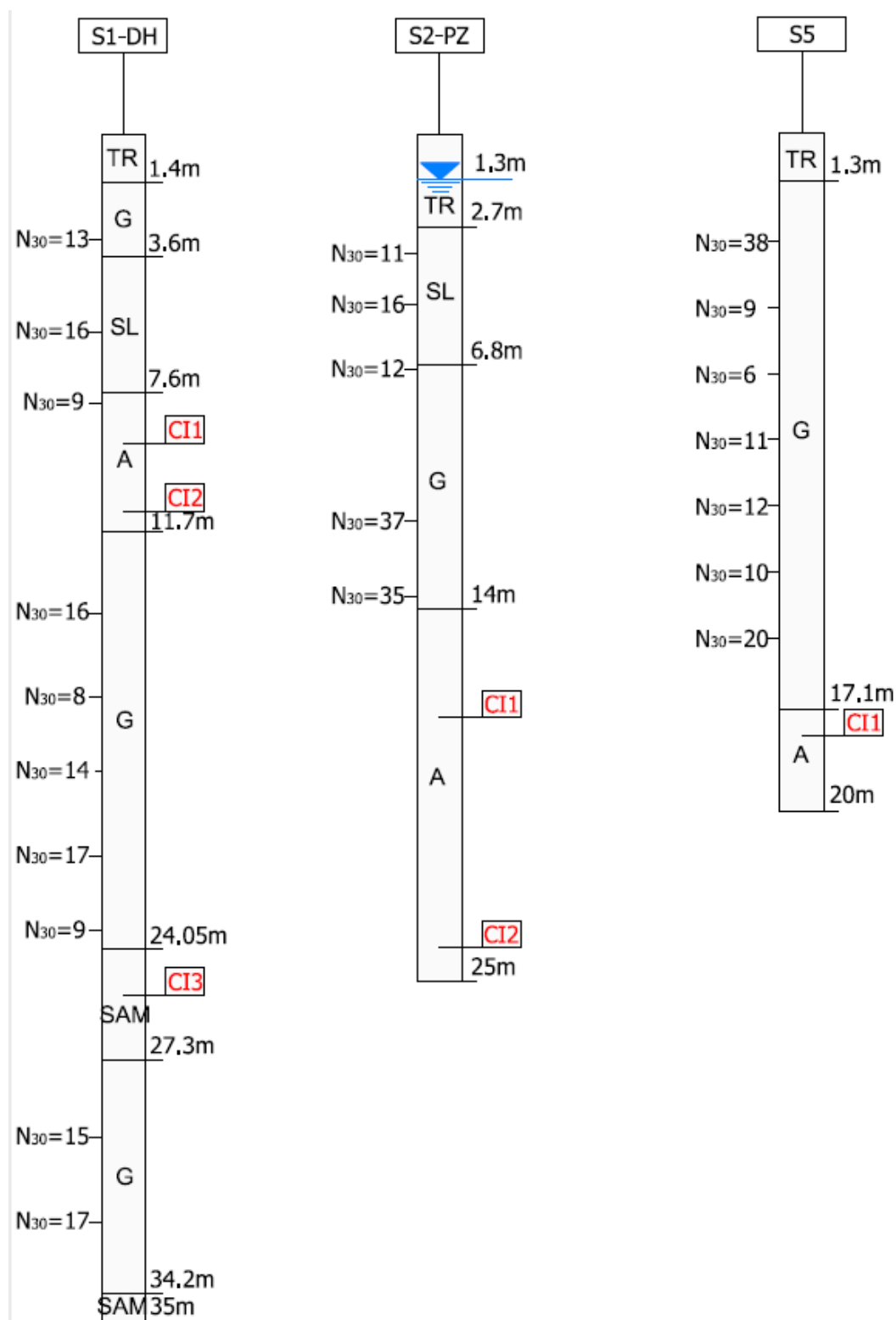


Scavi provvisionali viadotto VI04
Verifica di stabilità a breve termine
Superficie di scorrimento critica

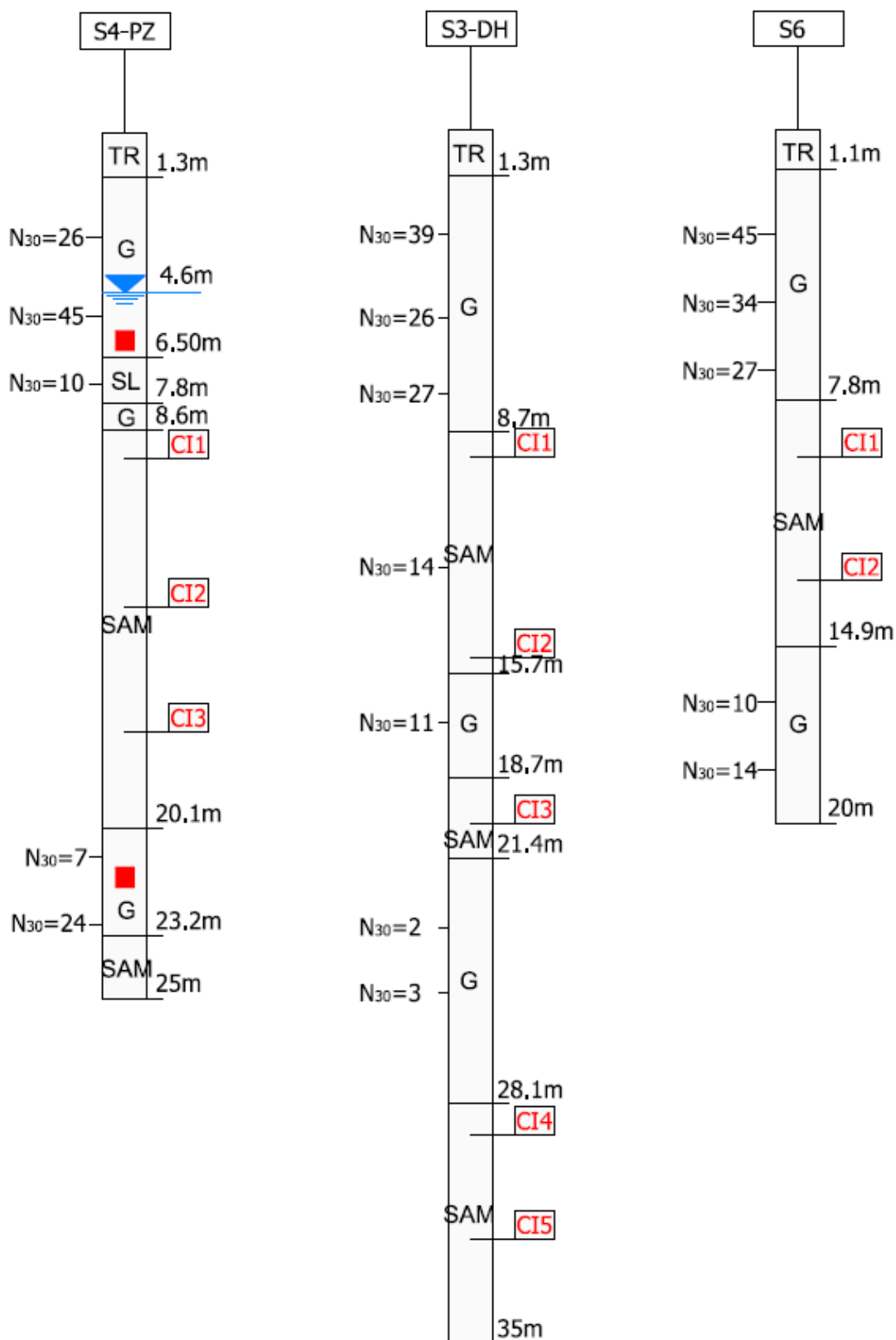
SSS130 "Iglesiente" - Eliminazione incroci a raso da Cagliari a Decimomannu da km 3+000 a km 15+600		 GRUPPO FS ITALIANE
CA136-351	<i>Relazione Geotecnica</i>	

Appendice

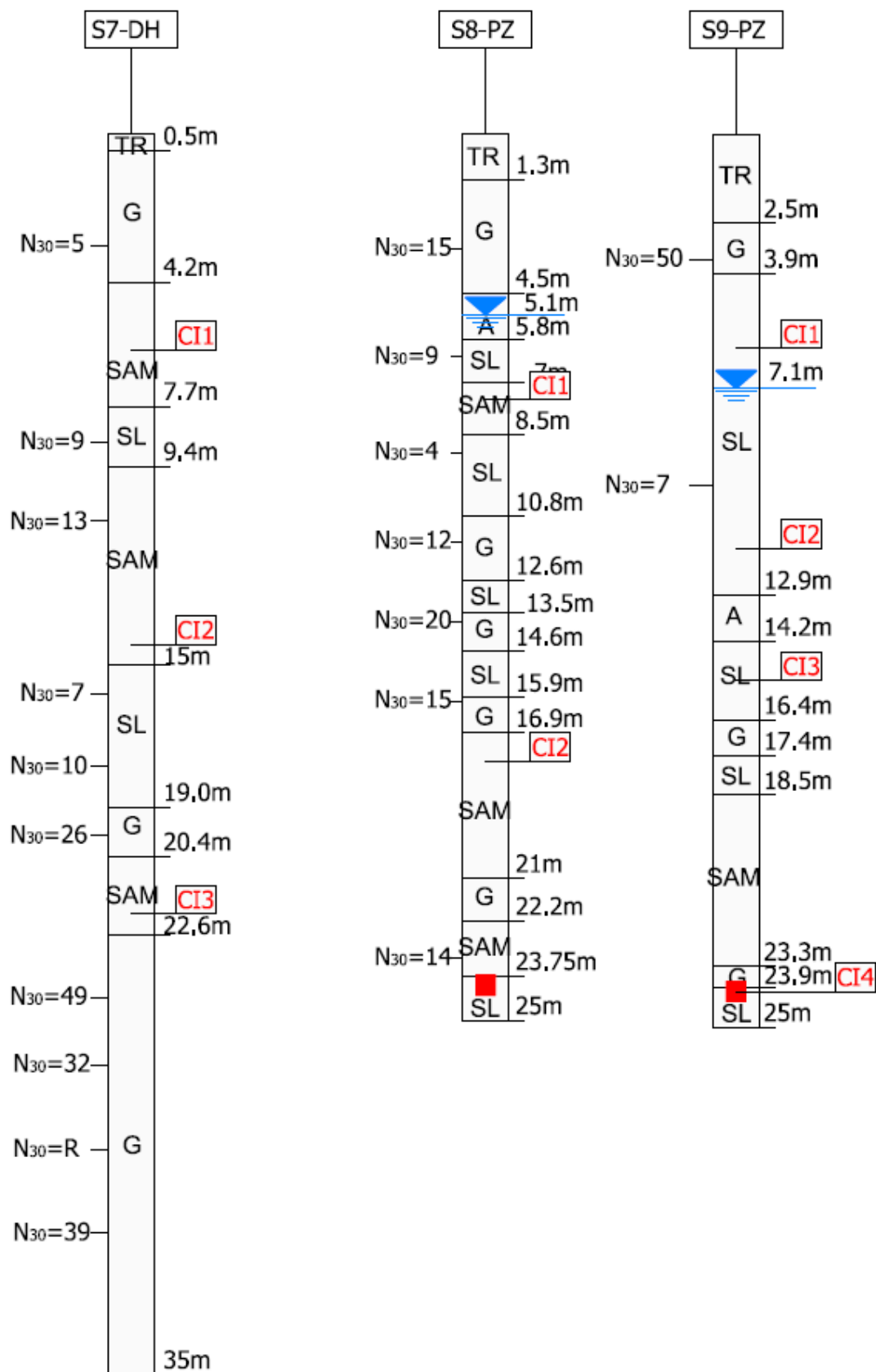
Colonne stratigrafiche dei sondaggi



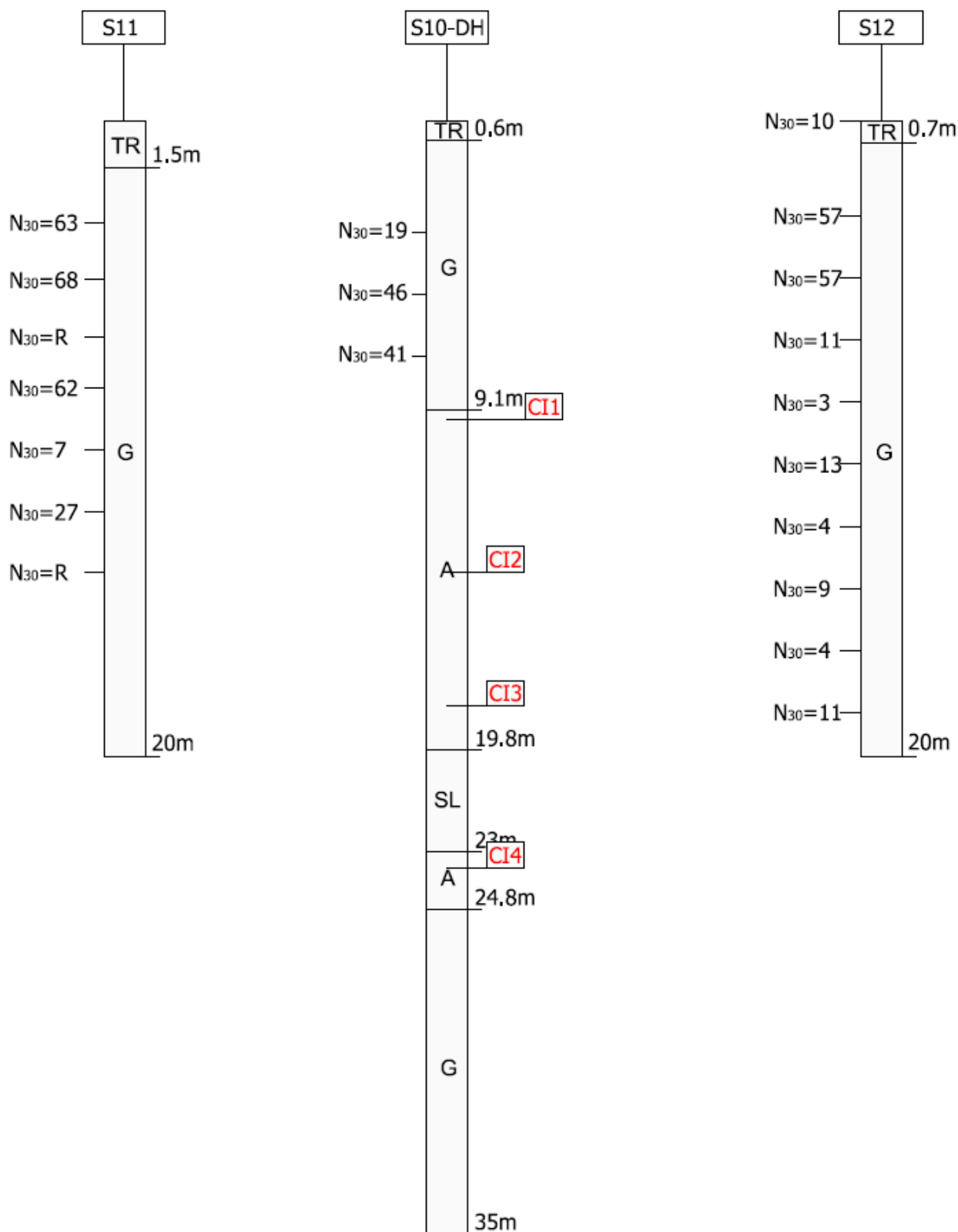
Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S1D-DH, S2PZ, S5



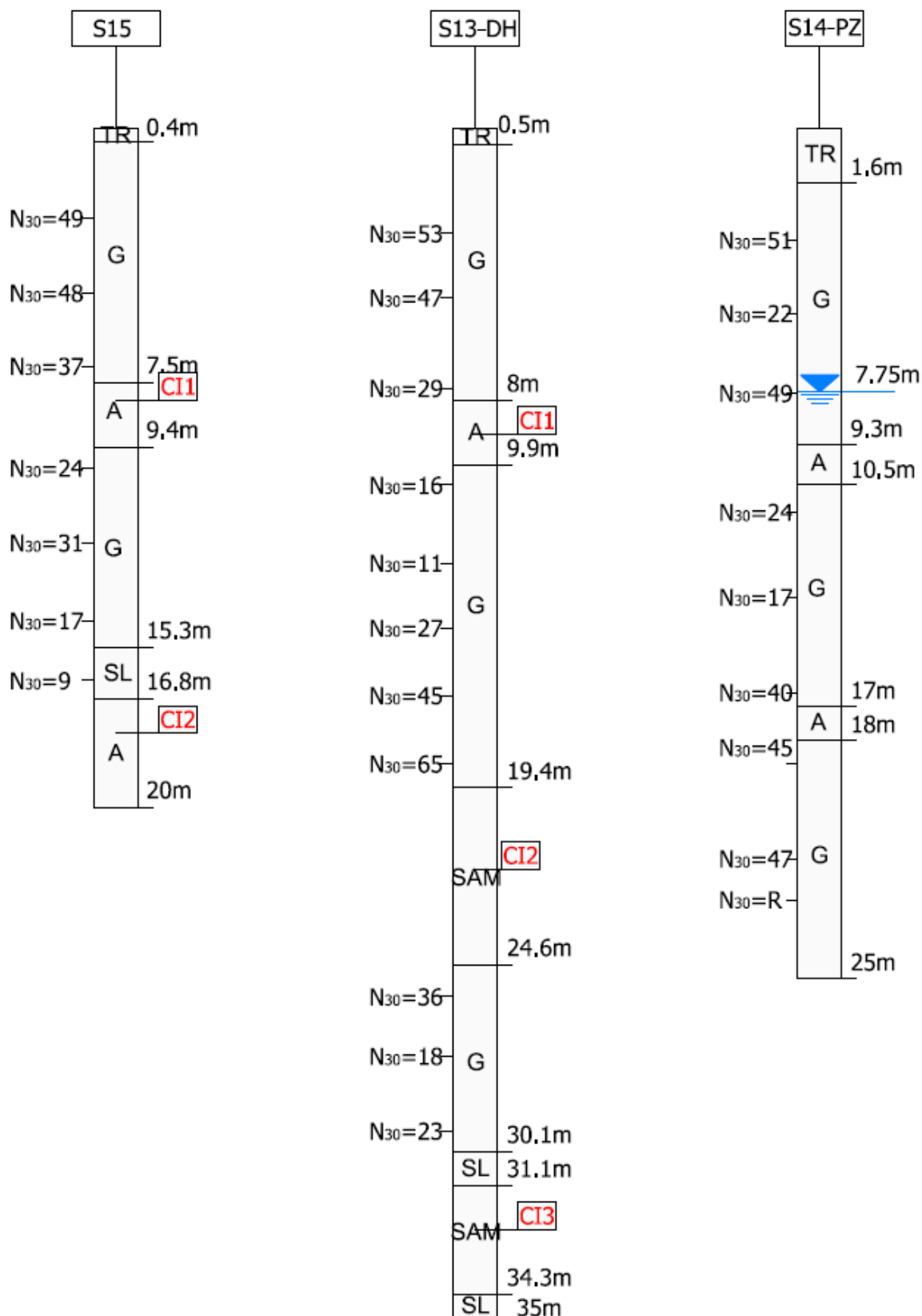
Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S4-PZ, S3-DH, S6



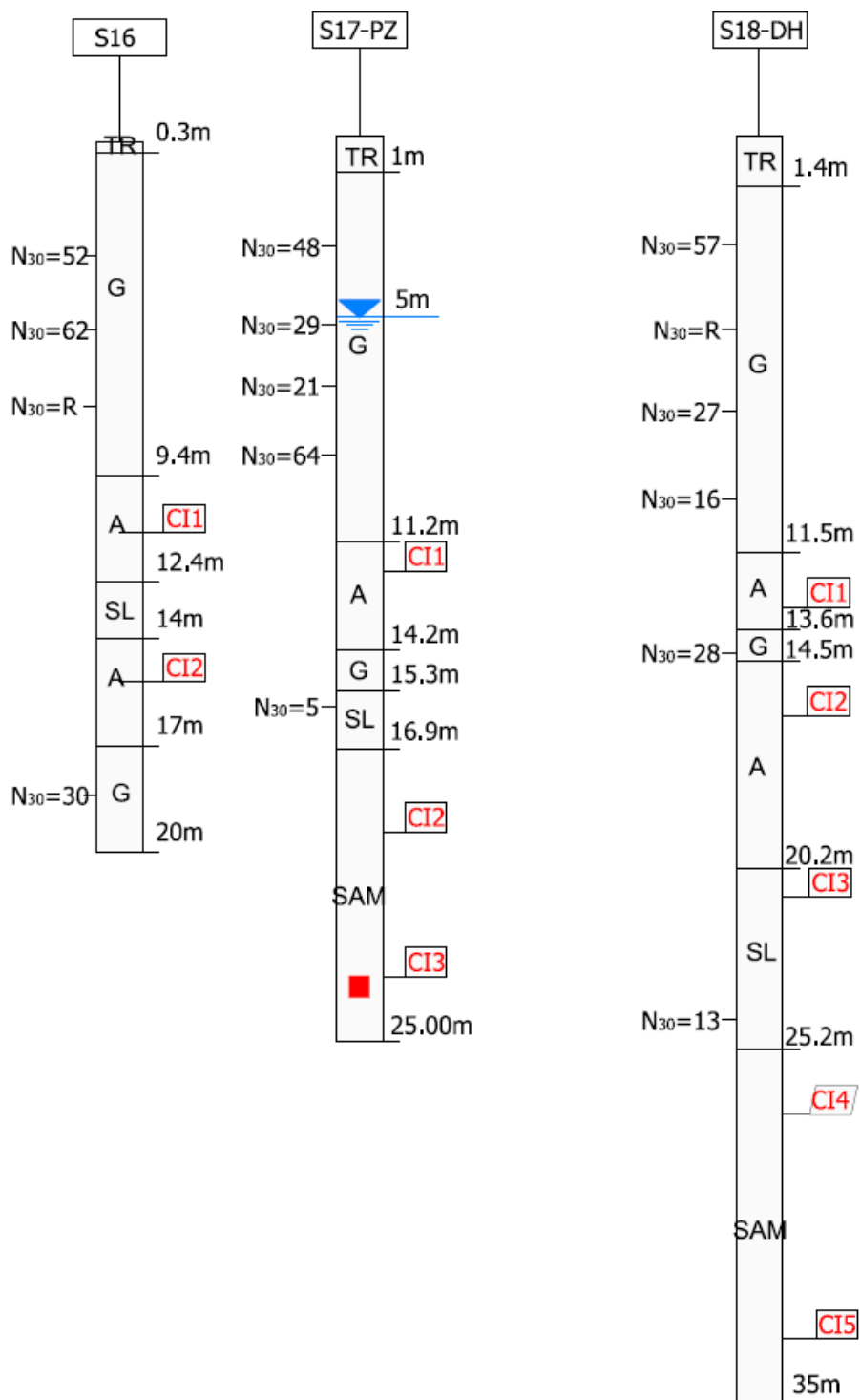
Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S7-DH, S8-PZ, S9-PZ



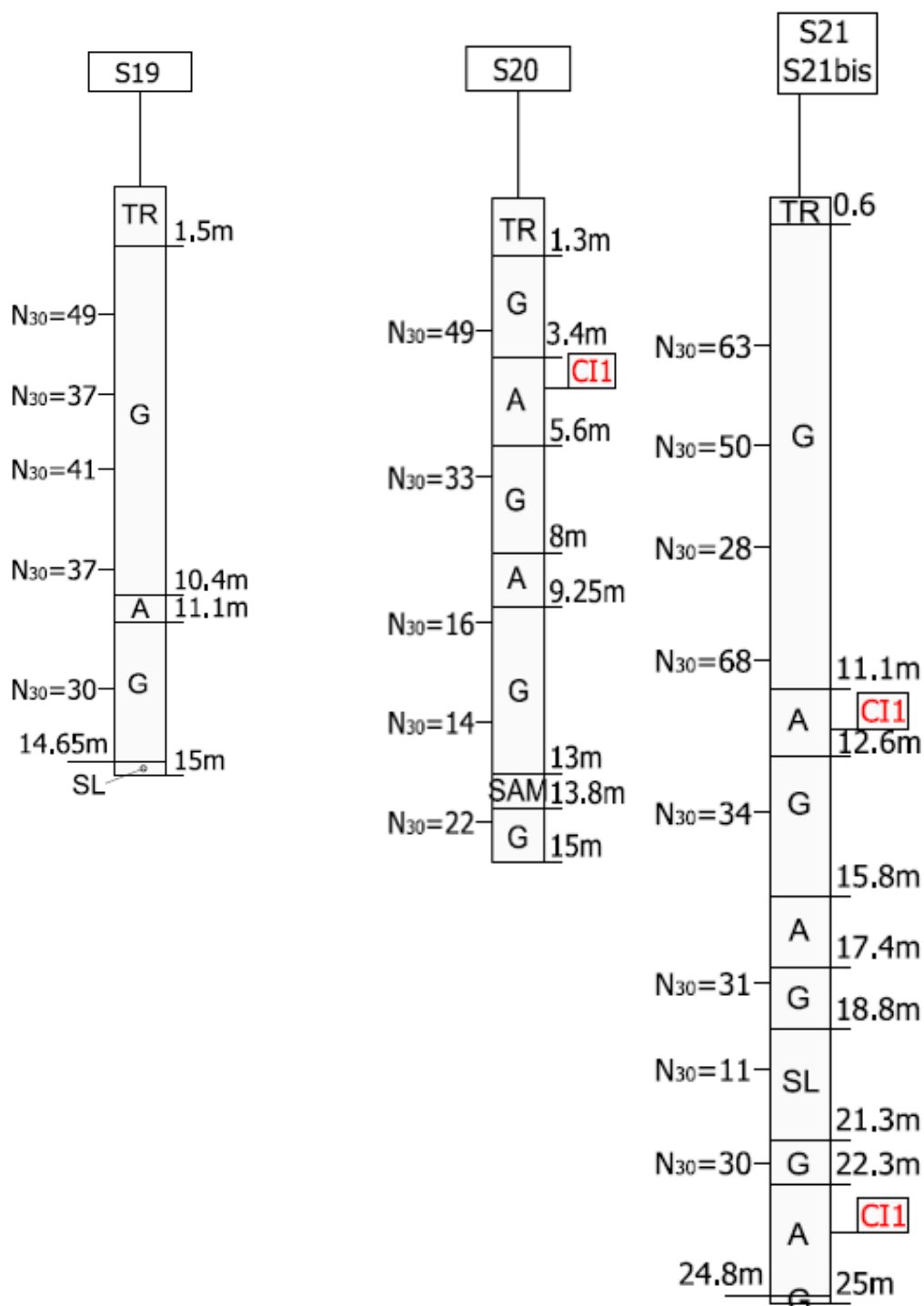
Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S11, S10-DH, S12



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



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

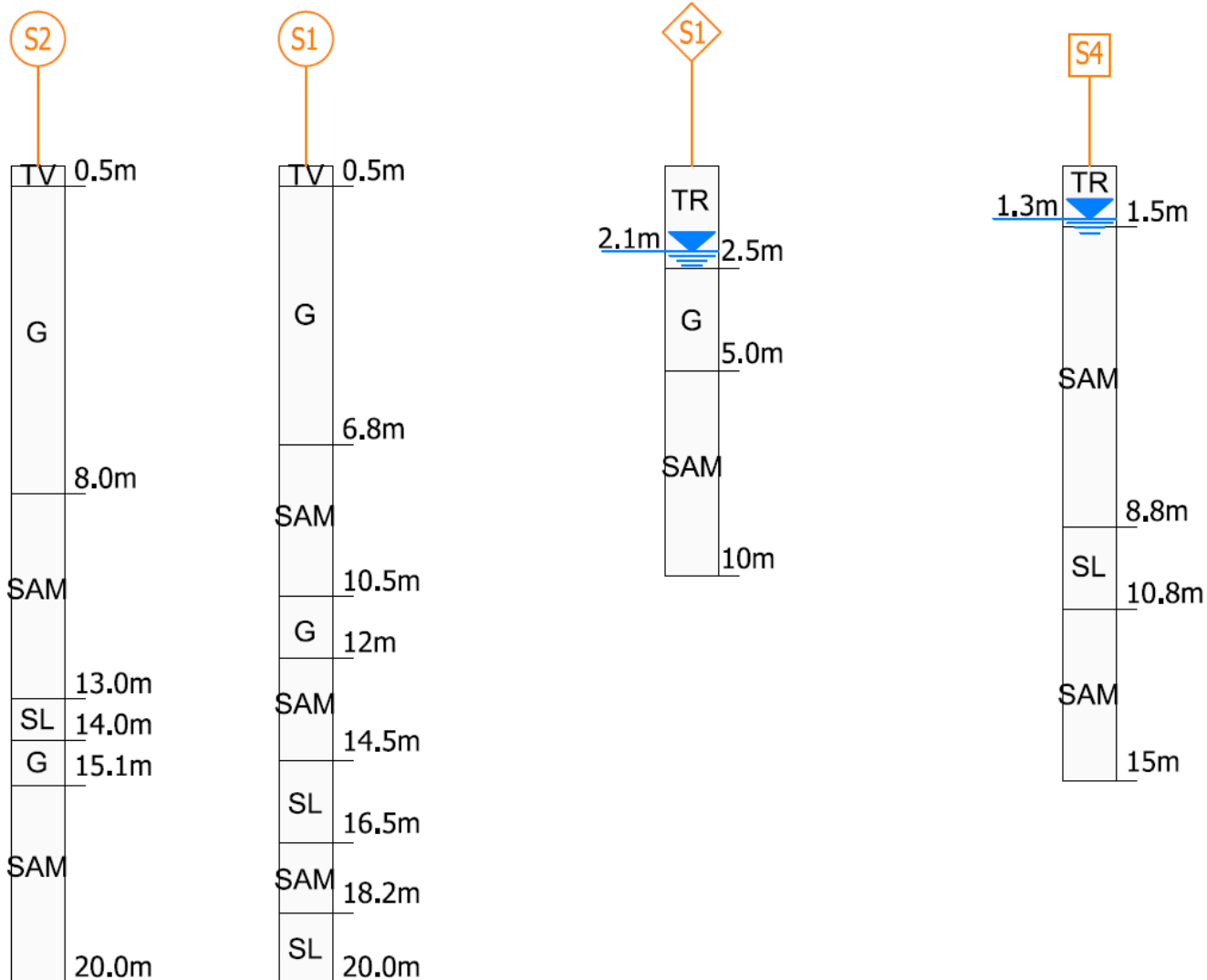


Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S19, S20, S21/21bis

Elmas Sud - via Abbruzzi

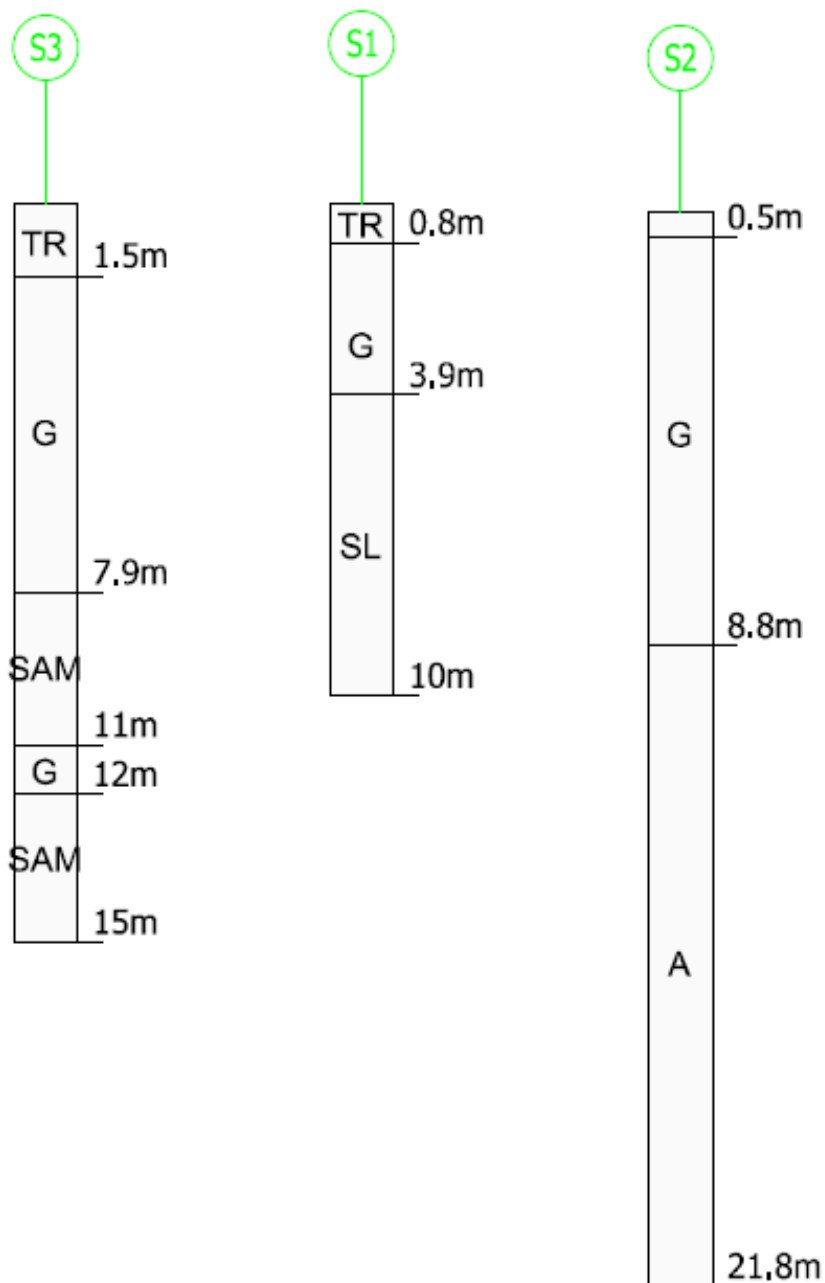
Via Sestu

Elmas Cavalcavia Nord



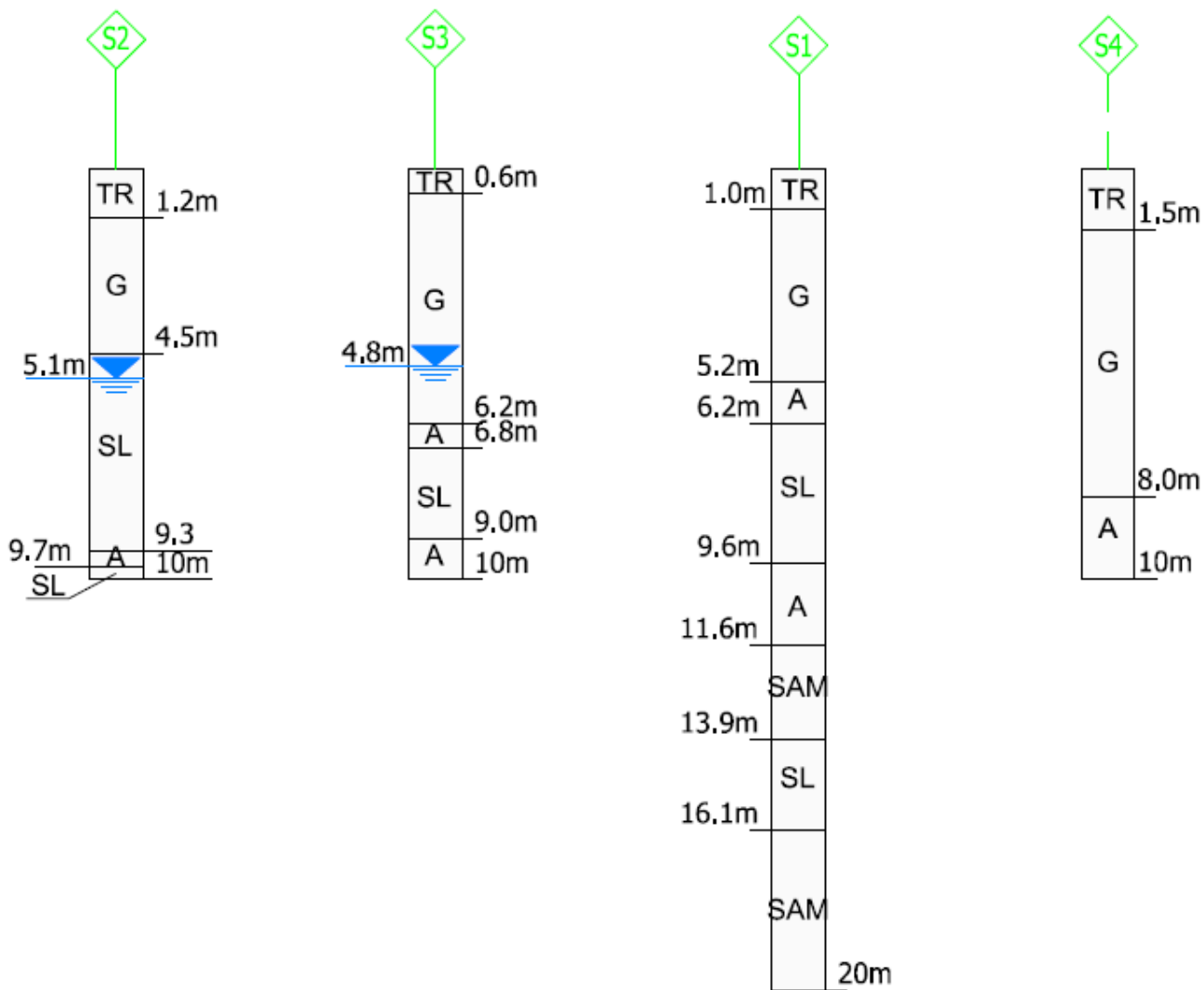
Indagini 2005 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi eseguiti nel tratto Elmas

Assemini, Sottopasso S. Andrea



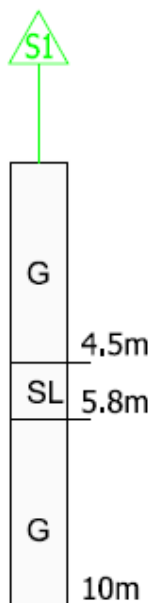
Indagini 2005 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi eseguiti nel tratto Assemini

Svincolo via Tevere

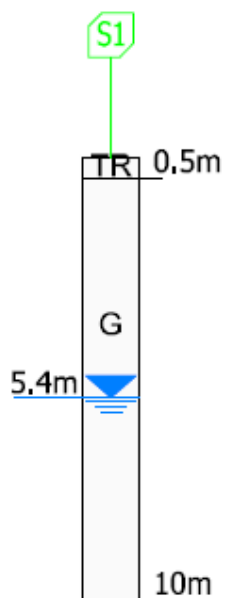


Indagini 2005 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi eseguiti nel tratto Assemini

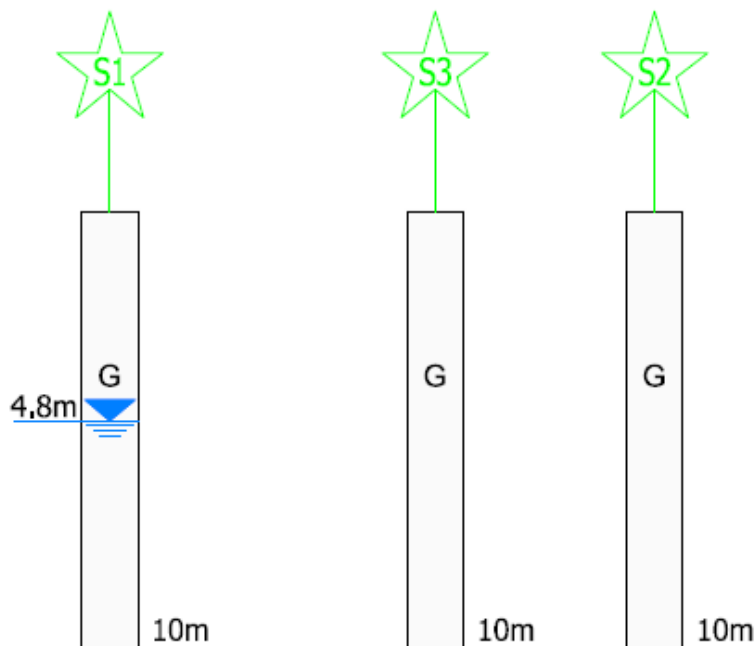
Sottopasso via Di Vittorio



Sottopasso pedonale Via Corsica

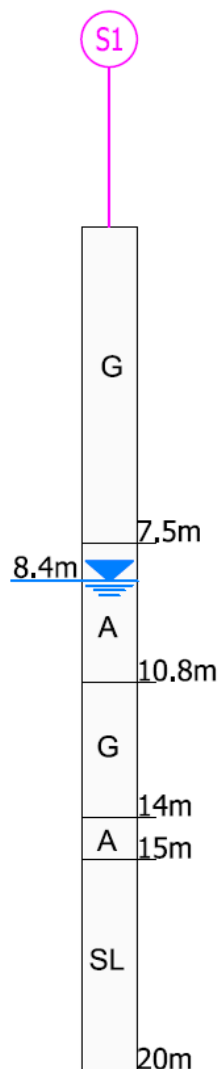


Sovrappasso Piri Piri

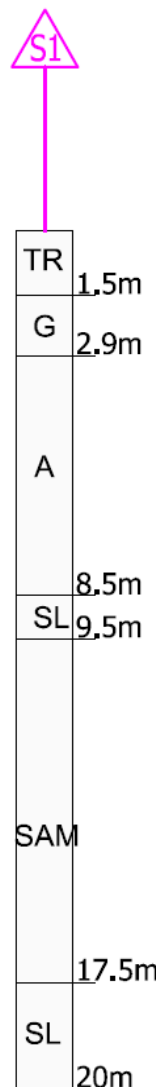


Indagini 2005 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi eseguiti nel tratto Assemini

Cavalcavia Gioia Arramini

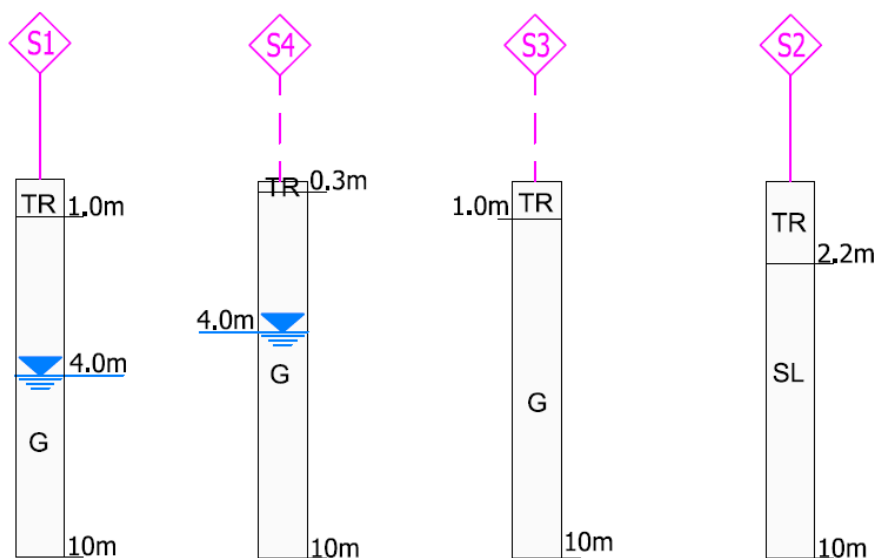


Bausa Curxi

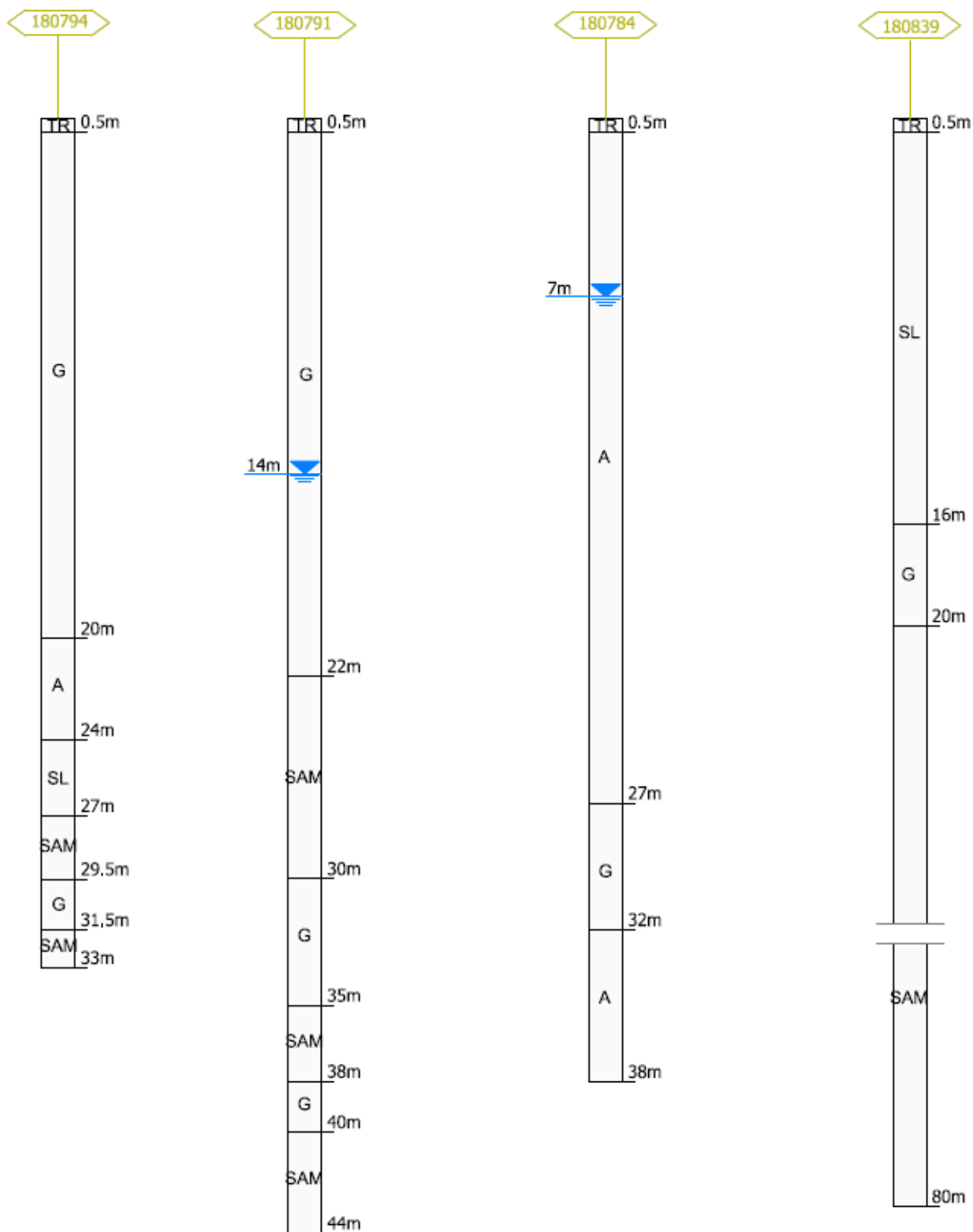


Indagini 2005 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi eseguiti nel tratto Decimomannu

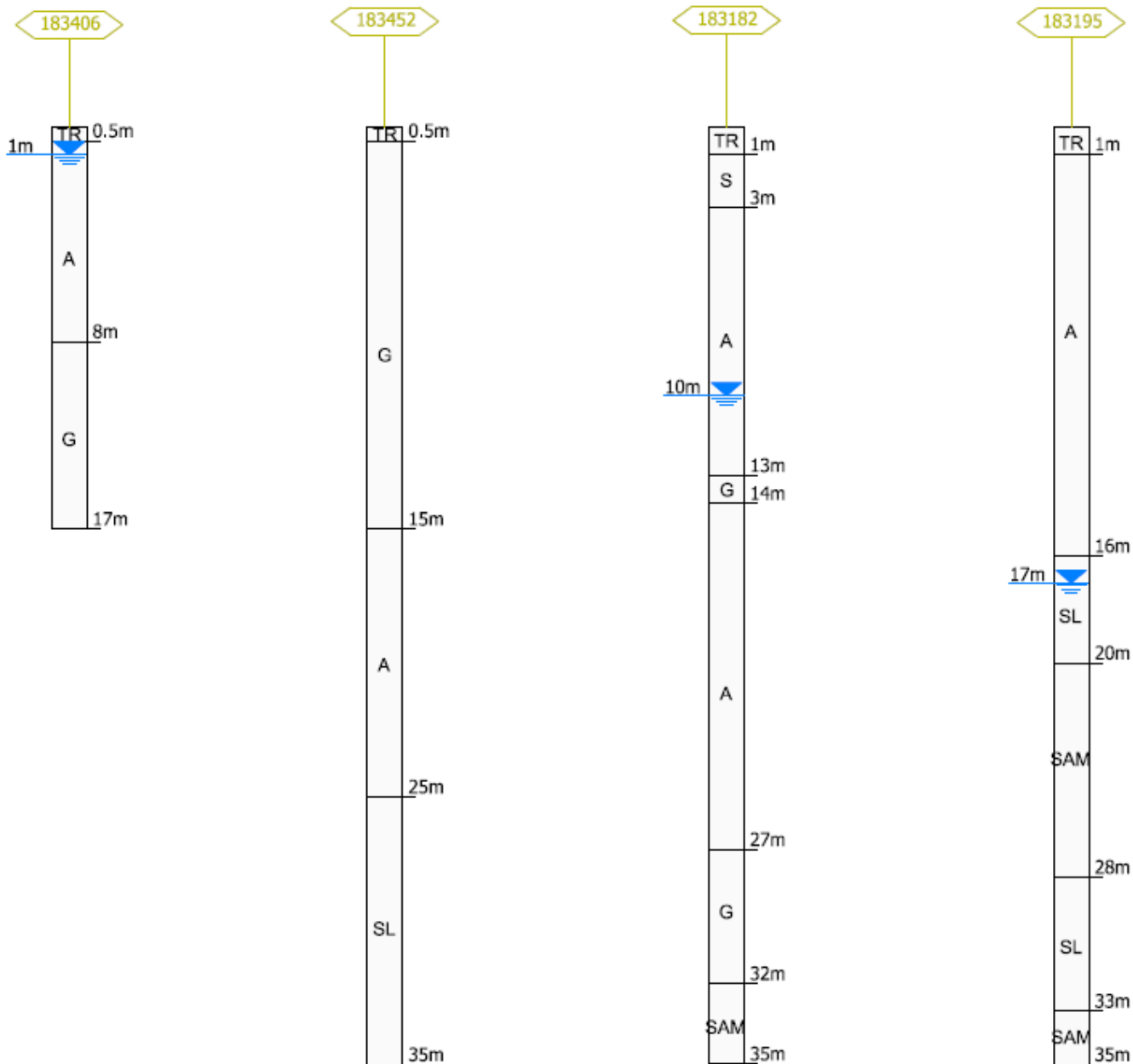
Decimomannu Svincolo



Indagini 2005 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi eseguiti nel tratto Decimomannu



Indagini da "Catalogo SGI - ISPRA"



Indagini da "Catalogo SGI - ISPRA"