

S.S. 554 "Cagliaritana"

Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000

Ex S.S.125 Orientale Sarda - Connessione tra la S.S.554 e la nuova S.S.554

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA352

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

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

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

PROGETTISTA:

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

GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 946)

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

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:



MANDANTI:



GEOLOGIA, GEOTECNICA E SISMICA

Relazione Geotecnica

| CODICE PROGETTO | | NOME FILE | | REVISIONE | SCALA: |
|-----------------|-----------------|----------------|----------------|--------------|----------------|
| PROGETTO | LIV. PROG. ANNO | TOOGE00GETRE01 | | | |
| DPCA0352 | D 19 | CODICE ELAB. | TOOGE00GETRE01 | A | R. |
| D | | | | | |
| C | | | | | |
| B | | | | | |
| A | EMISSIONE | FEB.2020 | M. VANCHERI | V. CANZONERI | F.NICCHIARELLI |
| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |

INDICE

| | | |
|-------|--|-----------|
| 1 | PREMESSA..... | 3 |
| 2 | RIFERIMENTI NORMATIVI | 4 |
| 3 | CENNO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO | 5 |
| 4 | INDAGINI GEOTECNICHE..... | 7 |
| 4.1 | Campagna d'indagini 2018..... | 7 |
| 4.2 | Campagna d'indagini 2019:..... | 9 |
| 5 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI..... | 12 |
| 5.1 | Terreni di copertura – Depositi alluvionali recenti | 16 |
| 5.1.1 | Terreno agrario o vegetale, Materiali di riporto - TV | 16 |
| 5.1.2 | Detrito - DT | 16 |
| 5.1.3 | Alluvioni a grana fina - ALF..... | 18 |
| 5.1.4 | Alluvioni a grana grossa - ALG..... | 21 |
| 5.1.5 | Alluvioni terrazzate - ALT | 22 |
| 5.1.6 | Marna - Ma, M..... | 24 |
| 5.2 | Falda | 33 |
| 5.3 | Caratterizzazione fisico – meccanica dei terreni | 34 |
| 5.4 | Caratterizzazione sismica dei terreni..... | 36 |
| 6 | RAPPORTI OPERE-TERRENI | 37 |
| 6.1 | Viadotti - Ponti - Cavalcavia..... | 37 |
| 6.1.1 | VI01 - Viadotto Sinnai | 37 |
| 6.1.2 | PO01 - Ponte Canale..... | 40 |
| 6.1.3 | PO02 - Ponte Riu Foxi..... | 41 |
| 6.1.4 | VI02 - Viadotto su SP15 | 43 |
| 6.1.5 | PO03 - Ponte Riu Santu Sestutu | 45 |
| 6.1.6 | PO03 - Ponte Riu Santu Sestutu - CV01 - Cavalcavia su AS04..... | 47 |
| 6.1.7 | CV02 - Cavalcavia su AS05 | 48 |
| 6.2 | Rilevati..... | 50 |
| 6.3 | Paratia tra 1+481,29 e 1+556,81 | 54 |
| 7 | QUESTIONI GEOTECNICHE | 56 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 8 | CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI | 60 |
| 8.1 | Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione | 60 |
| 8.2 | Rilevati presi in esame..... | 61 |
| 8.3 | Calcolo dei cedimenti..... | 62 |
| 8.4 | Risultati dei calcoli..... | 66 |
| | 8.4.1 Rilevati senza installazione di dreni..... | 66 |
| | 8.4.2 Rilevati con dreni | 69 |
| 8.5 | Verifica della geogriglia | 74 |
| 9 | VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE..... | 77 |
| 9.1 | Schemi fisici di riferimento | 77 |
| 9.2 | Procedura di calcolo | 80 |
| 9.3 | Codice di calcolo | 83 |
| 9.4 | Caratteristiche geotecniche dei terreni..... | 83 |
| 9.5 | Risultati delle verifiche..... | 84 |
| | 9.5.1 Rilevati..... | 84 |
| | 9.5.2 Trincee | 87 |
| | 9.5.3 Scavi provvisionali..... | 89 |

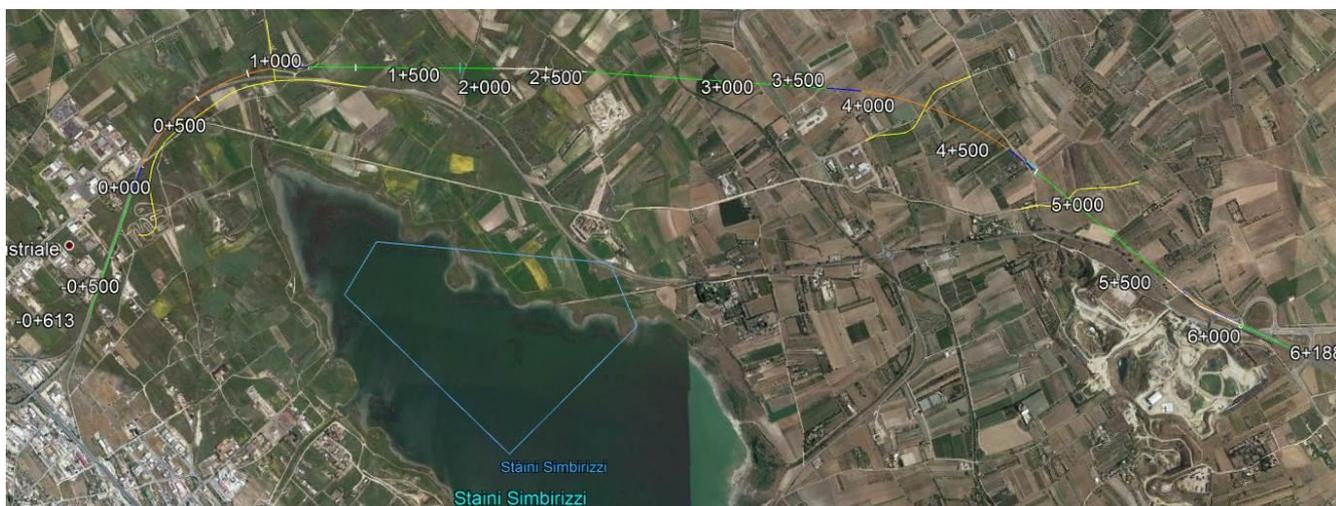
APPENDICE A: Colonne stratigrafiche dei sondaggi

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica è stata redatta nell'ambito del progetto definitivo dei lavori per l'adeguamento al tipo B del tratto della SS554 Cagliaritana, dal km 12 al km 18 circa (ex SS125 Orientale Sarda - Connessione tra la SS554 e la nuova SS554), che si sviluppa ad Ovest di Cagliari, a Nord del bacino idrico denominato Staini Simbirizzi.

L'area oggetto di studio è ubicata nel settore meridionale della Sardegna, in provincia di Cagliari, ad Est del capoluogo.

Altimetricamente il tracciato prevede ampi tratti su rilevato che consentono la realizzazione delle opere di attraversamento idraulico ed una opportuna sopraelevazione del corpo stradale dalla piana alluvionale. I tratti in rilevato sono intervallati da ponti e viadotti per il superamento delle incisioni più importanti. Tra le opere principali si segnalano due viadotti, tre ponti e due cavalcavia. Sono anche previsti svincoli in corrispondenza delle viabilità principali.



Ubicazione dell'area d'intervento

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

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

3 CENNO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO

L'area dove ricade il tracciato è ubicata sulla fascia perimetrale del Lago Simbrizzi, morfologicamente sub-pianeggiante e circondata da debolissimi rilievi determinati dall'affioramento dei depositi delle alluvioni terrazzate pleistoceniche (Subsistema di Portoscuso), delle unità Mioceniche (Marne di Gesturi).

A tale morfologia sub-pianeggiante è correlata un'elevata stabilità geomorfologica dei luoghi con assenza di fenomeni di tipo gravitativo. Fenomeni erosivi si limitano ad un modestissimo dilavamento della coltre superficiale, soprattutto nelle aree agricole sottoposte al rimaneggiamento da aratura.

Nel corso degli ultimi secoli, ed in particolare nella seconda metà del 1900, con la progressiva urbanizzazione, la morfologia dei luoghi ha subito una notevole trasformazione per effetto del concentrarsi di attività antropiche e delle infrastrutture connesse. In alcuni casi, il riporto di terreno per spessori anche plurimetrici da destinare al recupero per uso residenziale o infrastrutturale, ha comportato il marcato sollevamento delle quote del p.c. al fine di controllare quanto più possibile la risalita della falda freatica ed i fenomeni di allagamento.

Il tracciato stradale è attraversato da 3 corsi d'acqua:

- Riu Foxi;
- Riu Cortis;
- Riu Santu Sestu.

Il recapito finale dei torrenti è costituito dal bacino di Simbrizzi, un invaso artificiale, realizzato negli anni '80 mediante chiusura di uno stagno di origine naturale con una diga di calcestruzzo e con tre sbarramenti di terra.

Dal punto di vista geologico, nella successione stratigrafica dell'area interessata dal tracciato si possono riconoscere, dal basso verso l'alto, le seguenti unità litologiche:

- **MARNE DI GESTURI (GST)**. Marne arenacee, arenarie marnose e siltitiche, con subordinate intercalazioni di arenarie, soprattutto nelle parti basale e sommitale. Le marne sono da gialle a grigie a verdastre, con marcata fissilità nei termini più siltitici e fratturazione pseudo-concoide in quelli più argillosi. Età Burdigaliano sup. Langhiano medio.
- **Subsistema di Portoscuso (PVM2a)**. Ghiaie alluvionali da medie a grossolane, con clasti che talora raggiungono la taglia dei blocchi, sub-arrotondati e sub-angolosi.

Presentano una stratificazione incrociata concava. Sono presenti anche livelli e lenti ghiaiose e sabbiose a stratificazione piano-parallela. Età Plestocene sup.

- ❑ **Depositi alluvionali terrazzati (bnb).** Sabbie variamente ghiaiose con intercalazioni di limi argillosi. Età Olocene.
- ❑ **Depositi alluvionali (bb).** Sabbie variamente ghiaiose con intercalazione di limi argillosi. Età Olocene.
- ❑ **Coltri eluviali-colluviali (b2).** Detriti grossolani in matrice limosa siltosa con intercalazione di suoli più o meno evoluti. Età Olocene

Lo studio idrogeologico ha permesso di individuare i seguenti complessi idro-geologici:

- ❑ Complesso palustre
- ❑ Complesso argillo-marnoso
- ❑ Complesso vulcano-clastico
- ❑ Complesso alluvionale-detritico
- ❑ Complesso marnoso-arenaceo
- ❑ Complesso arenaceo marnoso

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

| | | |
|---|-----------------------------|---|
| SS554 "Cagliaritana" - Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 | |  |
| CA352 | <i>Relazione Geotecnica</i> | |

4 INDAGINI GEOTECNICHE

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

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

Le caratteristiche dei terreni e delle rocce interessati dal tracciato della tangenziale sono state investigate in passato con una campagna di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche svolta tra aprile e maggio 2018 per il Progetto di fattibilità tecnico economica. Successivamente, nel novembre 2019, sono state svolte indagini nell'ambito della progettazione definitiva.

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

I risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio sono illustrati negli elaborati redatti dalla società incaricata delle indagini, allegati al progetto. 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 2018

Nell'ambito del Progetto di fattibilità tecnico economica è stata eseguita una campagna di indagini volta a definire la successione stratigrafica dei terreni ed il modello geologico-geotecnico di riferimento dell'area interessata dal progetto, con una valutazione preliminare delle loro caratteristiche fisiche, di resistenza e di deformabilità. Inoltre, sono state definite le caratteristiche dinamiche dei terreni stessi attraverso prove Down-Hole. Le indagini hanno interessato le tre alternative di tracciato proposte.

Nella tabella seguente si riporta l'elenco dei sondaggi eseguiti, con l'indicazione della profondità d'indagine raggiunta e dell'attrezzatura installata.

| Alternativa di progetto | Sigla | Profondità (m) | Attrezzatura |
|-------------------------|-------|----------------|--------------------------|
| 1 - 2 - 3 | S1-DH | 35 | Prova Down-Hole |
| 1 - 3 | S2 | 25 | - |
| 2 | S3-DH | 35 | Prova Down- Hole |
| 1 | S4-PZ | 30 | Piezometro a tubo aperto |
| 1 | S5-DH | 30 | Prova Down- Hole |
| 1 - 2 | S6-PZ | 25 | Piezometro a tubo aperto |
| 2 | S7-PZ | 20 | Piezometro a tubo aperto |
| 2 | S8-PZ | 20 | Piezometro a tubo aperto |

Sondaggi eseguiti nella campagna d'indagini 2018.

Durante le perforazioni sono state eseguite 13 prove SPT e sono stati prelevati 10 campioni indisturbati e 10 campioni rimaneggiati. Tre fori sono stati condizionati per l'esecuzione di prove Down-Hole, mentre lungo le verticali S4-PZ, S6-PZ, S7-PZ ed S8-PZ sono stati installati n. 4 piezometri a tubo aperto, al fine di verificare la presenza di falde, libere o in pressione, lungo i tracciati di progetto.

Sono stati aperti anche 9 pozzetti esplorativi spinti fino ad una profondità di 2 m (v. tabella sotto). All'interno degli scavi sono stati prelevati campioni per la classificazione stradale delle terre e per la caratterizzazione ambientale e sono state eseguite prove di carico su piastra.

| Alternativa di progetto | Sigla | Profondità (m) | Campione stradale | Prova di carico su piastra | Campione ambientale |
|-------------------------|-------|----------------|-------------------|----------------------------|---------------------|
| 1 - 2 - 3 | Pz1 | 2 | X | X | X |
| 1 - 2 - 3 | Pz2 | 2 | X | X | |
| 2 | Pz3 | 2 | X | X | X |
| 1 | Pz4 | 2 | X | X | |
| 1 | Pz5 | 2 | X | X | X |
| 1 | Pz6 | 2 | X | X | |
| 1 - 2 | Pz7 | 2 | X | X | X |
| 1 - 2 - 3 | Pz8 | 2 | X | X | |
| 1 - 2 - 3 | Pz9 | 2 | X | X | X |

Pozzetti esplorativi eseguiti nella campagna d'indagini 2018

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

| Sondaggio | da m | N _{SPT} | Sondaggio | da m | N _{SPT} |
|-----------|------|------------------|-----------|------|------------------|
| S1-DH | 2.6 | R | S4-PZ | 5 | R |
| S1-DH | 5 | R | S5-DH | 3 | 68 |
| S1-DH | 8.1 | R | S6-PZ | 4.3 | 52 |
| S2 | 3.3 | R | S7-PZ | 2.8 | 6 |
| S2 | 8.3 | R | S7-PZ | 8.5 | 38 |
| S3-DH | 4.1 | 24 | S8-PZ | 3.3 | 58 |
| S3-DH | 7.1 | 93 | | | |

Risultati delle Prove Penetrometriche Dinamiche SPT

| Pozzetto | M _{d1} (MPa) | M _{d2} (MPa) | M _{d1} /M _{d2} | w (%) | Pozzetto | M _{d1} (MPa) | M _{d2} (MPa) | M _{d1} /M _{d2} | w (%) |
|----------|--------------------------|--------------------------|----------------------------------|-------|----------|--------------------------|--------------------------|----------------------------------|-------|
| PZ1 | 4.2 | 66.7 | 0.06 | 42 | PZ6 | 5.1 | 72.0 | 0.07 | 29 |
| PZ2 | 4.4 | 65.2 | 0.07 | 31 | PZ7 | 14.4 | 79.7 | 0.18 | 16 |
| PZ3 | 19.7 | 92.8 | 0.21 | 15 | PZ8 | 8.5 | 91.8 | 0.09 | 20 |
| PZ4 | 9.1 | 50.6 | 0.18 | 19 | PZ9 | 7.2 | 51.7 | 0.14 | 25 |
| PZ5 | 6.3 | 64.8 | 0.10 | 28 | | | | | |

M_{d1} Modulo di deformazione I ciclo (intervallo 50-150 kPa)

M_{d2} Modulo di deformazione II ciclo (intervallo 50-150 kPa)

W Contenuto d'acqua

Risultati delle prove di carico su piastra

In laboratorio sono state eseguite prove geotecniche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche fisiche (prove di classificazione) e meccaniche dei terreni (taglio diretto CD, compressione triassile UU e CIU, compressione edometrica) e delle rocce (compressione monoassiale, carico puntuale).

4.2 Campagna d'indagini 2019:

Nel corso della presente fase di progettazione la campagna di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche ha compreso:

- n° 10 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo.
Lungo le verticali sono stati prelevati 9 campioni indisturbati e 47 campioni rimaneggiati di terreno e 12 campioni di roccia.

Sono state eseguite 2 prove Down-Hole, 29 prove penetrometriche dinamiche S.P.T. e 5 prove pressiometriche Sono stati installati 4 piezometri a tubo aperto;

- n° 16 pozzetti esplorativi spinti fino ad una profondità di 2,2 m. All'interno dei pozzetti sono stati prelevati 28 campioni rimaneggiati di terreno.
- n. 2 indagini sismiche in foro Down-Hole;
- n. 4 profili sismici a rifrazione.

| Sondaggio | Data | H (m) | HF (m) | Sigla terreno | Pi (kPa) | PI (kPa) | P'I (kPa) | Ep (kPa) | Cu (kPa) | E (MPa) |
|-----------|------------|-------|--------|---------------|----------|----------|-----------|----------|----------|---------|
| S1D-PZ | 14/11/2019 | 21,20 | 2,50 | M | 218 | 3500 | 3287 | 20336 | 329 | 62 |
| S3D-DH | 29/11/2019 | 10,50 | - | M | 111 | 4600 | 4405 | 30596 | 441 | 93 |
| S9D-PZ | 07/12/2019 | 8,30 | - | M | 89 | 3800 | 3750 | 18244 | 375 | 55 |
| S10D | 19/11/2019 | 14,50 | - | Ma | 151 | 2400 | 2225 | 11999 | 223 | 36 |
| S11D-PZ | 21/11/2019 | 13,50 | - | M | 141 | 3100 | 2943 | 17019 | 294 | 52 |

H profondità di prova

HF Profondità falda

E Modulo di Young

Pi Pressione idrostatica

PI Pressione limite

Cu Coesione non drenata

P'I Pressione limite netta

Ep Modulo pressiometrico

Risultati delle prove pressiometriche

| Sondaggio | da m | N _{SPT} | Sondaggio | da m | N _{SPT} | Sondaggio | da m | N _{SPT} |
|-----------|-------|------------------|-----------|-------|------------------|-----------|-------|------------------|
| S1D-PZ | 8.30 | R | S4D | 12.55 | R | S9D-PZ | 10.80 | 50 |
| S1D-PZ | 12.60 | R | S5D-PZ | 2.55 | 34 | S10D | 6.00 | R |
| S2D | 2.00 | 20 | S5D-PZ | 5.00 | R | S10D | 2.00 | 11 |
| S3D-DH | 2.55 | 56 | S7D-DH | 2.55 | 10 | S11D-PZ | 4.55 | 14 |
| S3D-DH | 4.80 | R | S7D-DH | 4.55 | 20 | S11D-PZ | 6.70 | R |
| S3D-DH | 16.45 | 50 | S7D-DH | 9.55 | 41 | S11D-PZ | 9.85 | 50 |
| S3D-DH | 21.00 | 50 | S7D-DH | 14.80 | 50 | S12D | 2.00 | 10 |
| S3D-DH | 28.40 | 50 | S7D-DH | 18.90 | 50 | S12D | 6.50 | R |
| S4D | 2.00 | 31 | S9D-PZ | 2.55 | 21 | S12D | 8.80 | 50 |
| S4D | 9.00 | R | S9D-PZ | 5.55 | 76 | | | |

Risultati delle Prove Penetrometriche Dinamiche SPT

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 stacciatura e sedimentazione. Sono state anche

| | | |
|---|-----------------------------|---|
| SS554 "Cagliaritana" - Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 | |  |
| CA352 | Relazione Geotecnica | |

eseguite prove meccaniche (prove di taglio diretto consolidate drenate CD, prove di compressione triassiale consolidate drenate CID, consolidate non drenata CIU e non consolidate non drenata UU, prove di compressione monoassiale ad espansione laterale libera, prove di compressione edometrica). Su campioni di consistenza lapidea sono state eseguite prove di compressione monoassiale e prove di carico puntuale assiali.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce interessati dal tracciato stradale si è fatto riferimento ai risultati delle due campagne di indagini, richiamate nel paragrafo precedente, a conoscenze acquisite nel corso di numerose indagini geotecniche svolte nel territorio di Cagliari e a dati di letteratura.

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

| TERRENI DI COPERTURA & DEPOSITI ALLUVIONALI RECENTI | |
|---|--|
| TV | Terreno vegetale. Argilla limosa sabbiosa di colore marrone giallastro, talora con elementi lapidei poligenici a spigoli sub-arrotondati del $d_{max} \cong 6$ cm. Materiali di riporto di varia natura (asfalto, cemento, etc.) avente in genere la granulometria della sabbia con ghiaia. |
| DT | Detrito. Sabbia limosa, limo sabbioso, limo argilloso sabbioso, di colore variabile dal grigiastro al nocciola, talora inglobante elementi lapidei di forma appiattita, a spigoli da vivi a parzialmente arrotondati. La frazione sabbiosa ha grado di addensamento variabile. La componente limoso-argillosa, talora marnosa, è mediamente consistente. Presenza di striature giallo verdastre. |
| ALF | Alluvioni a grana fina. Argilla con limo o limosa a tratti sabbiosa di colore variabile dal marrone al giallastro, mediamente consistente. |
| ALG | Alluvioni a grana grossa. Ghiaia con sabbia o sabbiosa in matrice limosa argillosa di colore marrone. Gli elementi lapidei sono di forma prevalentemente tondeggianti, a spigoli sub-arrotondati. Presenza di noduli carbonatici. |
| ALT | Alluvioni terrazzate. Ghiaia con sabbia o sabbiosa e argilla limosa sabbiosa, di colore variabile dal marrone al giallastro. Gli elementi lapidei sono di forma prevalentemente tondeggianti, a spigoli da vivi a arrotondati. Presenza di noduli carbonatici e striature giallo verdastre. |
| TERRENI E ROCCE DEL SUBSTRATO | |
| Ma | Marna alterata. Argilla limosa marnosa alterata, di colore variabile dal grigiastro al nocciola, molto consistente, talora di consistenza lapidea. Può presentarsi come marna carbonatica di colore grigio verdastro con livelli laminari orizzontali, giunti di strato e scarsa coesione. In altri casi è fittamente laminata, molto fratturata, o parzialmente litificata in lamine e scaglie. A causa di difficoltà di campionamento legate alla presenza di livelli molto consistenti o duri o fittamente laminati, a tratti è stata prelevata come limo con sabbia molto consistente di colore variabile da senape a nocciola, ovvero sabbia limosa ghiaiosa, in altri casi come ghiaia in matrice marnosa argillosa poco consistente di colore grigio, probabilmente in corrispondenza di livelli molto consistenti o duri o fittamente laminati. Per lo stesso motivo è stata anche carotata in scaglie e lamine con livelli di ghiaia in matrice marnosa argillosa poco consistente. Si rinvenivano noduli carbonatici biancastri con striature giallo verdastre e livelli con forte reazione all'azione dell'acido cloridrico. |
| M | Marna. Marna di consistenza, lapidea di colore prevalentemente grigio, con struttura laminare, molto fratturata, talora massiva o priva di struttura. Può presentarsi come marna carbonatica grigia con livelli laminari orizzontali, giunti di strato, poca coesione, ovvero come argilla marnosa con limo verdastra inglobante elementi lapidei carbonatici arrotondati. Si può osservare qualche patina di ossidazione nei primi metri. Talora presenza sabbia |

| | |
|--|--|
| | limosa di colore grigio azzurra e/o di arenaria dura di colore grigio celeste in livelli di spessore massimo pari a circa 2 m, di frammenti di conchiglie e di livelli di calcare compatto brecciato di colore verde giallastro. Si osserva in genere una forte reazione al contatto con acido cloridrico. |
|--|--|

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 presente.

Dal punto di vista geotecnico si identifica un primo tratto di tracciato, fino al km 0+400 circa, lungo il quale affiora la formazione marnosa alterata di base (Ma) di spessore 5-6 m al di sotto del terreno agrario.

Nel tratto successivo si rinvencono alluvioni a grana fina (ALF) per spessori che raggiungono anche 15 m, a copertura delle marne Ma. Tra il km 0+820 e il km 1+000 circa, al di sotto dei termini ALF è presente una lente di alluvioni a grana grossa (ALG) di spessore massimo pari a circa 4 m.

Dal km 0+900 affiora una coltre detritica (DT) di modesto spessore (1-2 m), che ricopre per un breve tratto le alluvioni ALF e più avanti le marne alterate Ma. Queste ultime si rinvencono in affioramento dal km 1+200 fino al km 2+700 circa, con presenza di limitati spessori di alluvioni ALF e detrito DT in corrispondenza delle incisioni torrentizie attraversate dal tracciato e di alluvioni terrazzate ALT intorno al km 2+400, sulla sommità di un modesto rilievo.

A partire dal km 2+700 affiorano con continuità alluvioni terrazzate ALT, il cui spessore è mediamente pari a 3 m, a copertura delle marne alterate Ma; per queste ultime è stato accertato uno spessore variabile da 2 m ad oltre 10 m. In corrispondenza dei ponti Riu Foxi e Riu Santu e del cavalcavia CV02 si rinvencono alluvioni fini (ALF), per spessori di 3-5 m.

Superato il km 5+600, fino al termine del tracciato, sono nuovamente presenti le marne alterate Ma spesse 5-6 m.

Nel seguito 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 in sito e di laboratorio 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 C_u 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 prove pressiometriche e delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Nel caso delle prove pressiometriche si sono utilizzate le espressioni di Amar e Jezequel (1972):

- $C_u = P'/5,5$ per $PI < 0,3$ MPa
- $C_u = P'/10 + 0,025$ per $PI > 0,3$ MPa

con PI e P' rispettivamente pressione limite e pressione limite netta.

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:

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

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:

$$\square E'_{op} = 2,0 \times N_{60} \text{ (Schmertmann - per sabbia a grana grossa)}$$

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

Per quanto riguarda le marne lapidee, limitatamente al viadotto Sinnai, la stima della resistenza a compressione monoassiale è stata effettuata in base ai risultati delle prove di compressione monoassiale e delle prove di carico puntuale.

5.1 Terreni di copertura – Depositi alluvionali recenti

5.1.1 Terreno agrario o vegetale, Materiali di riporto - TV

Il terreno agrario/vegetale, di spessore generalmente pari a 40-50 cm, è costituito di argilla limosa sabbiosa di colore marrone giallastro, talora con elementi lapidei di varia natura a spigoli sub-arrotondati del $d_{max} \cong 6$ cm. Localmente si rinvencono materiali di riporto di varia natura e granulometria.

5.1.2 Detrito - DT

Il detrito DT affiora lungo i versanti di alcune colline attraversate dal tracciato ed in corrispondenza di alcune incisioni torrentizie. E' stato rinvenuto lungo i sondaggi S1-DH, S2, S4-PZ, S1D-PZ, S2D per spessori compresi tra 1,4 m e 3,6 m.

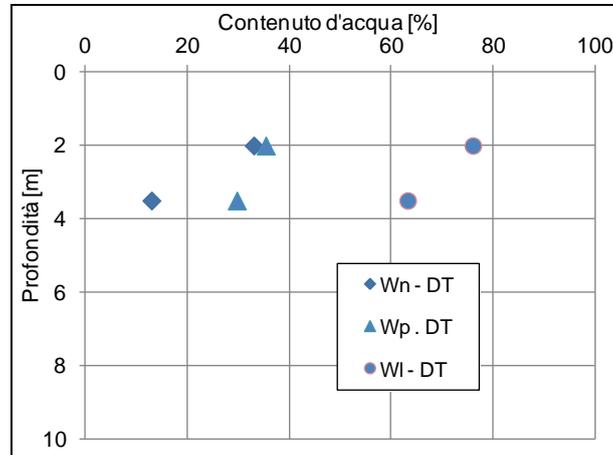
Si tratta di sabbia limosa, limo sabbioso e limo argilloso sabbioso, di colore variabile dal grigiastro al nocciola, talora inglobante elementi lapidei di forma appiattita, a spigoli da vivi a parzialmente arrotondati. La frazione sabbiosa ha grado di addensamento variabile, quella limoso-argillosa è mediamente consistente. Sono presenti striature di colore giallo-verdastro.

Sono disponibili i risultati di prove di laboratorio eseguite su due 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:

$$W_N = 13 \div 33\%; W_P = 35 \div 63\%; W_L = 63 \div 76\%; W_R = 16\%.$$

Nel grafico che segue i valori del contenuto naturale d'acqua e dei limiti di consistenza sono diagrammati in funzione della profondità. Risulta sempre $W_N < W_P$.



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

Si tratta di argille di attività normale e di plasticità alta.

Il peso dell'unità di volume γ è mediamente pari a $18,5 \text{ kN/m}^3$. Dal punto di vista granulometrico si tratta di argilla con limo con sabbia o sabbiosa. La percentuale della frazione argillosa ($d < 0,002 \text{ mm}$) è variabile dal 38% al 43%.

Da una prova di compressione triassiale CIU e da una prova di taglio diretto CD si sono ottenuti valori di coesione c' e angolo d'attrito φ' in termini di pressioni effettive variabili, rispettivamente, negli intervalli:

$$c' = 34 \div 49 \text{ kPa}; \quad \varphi' = 25^\circ \div 26^\circ.$$

I valori dell'angolo d'attrito φ' ricavati dalle prove SPT si attestano tra 31° e 37° , con $N_{\text{SPT}} = 20 \div >50$.

Sempre dalle prove SPT si ricavano i seguenti intervalli di variazione della velocità delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio G_0 :

$$V_s = 175 \div 251 \text{ m/s}, \quad G_0 = 59 \div 122 \text{ MPa}.$$

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 due prove di compressione edometrica risultano pari a:

$$E_{\text{ed}} = 2,2 \text{ MPa}; \quad m_v = 0,33 \text{ MPa}^{-1};$$

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

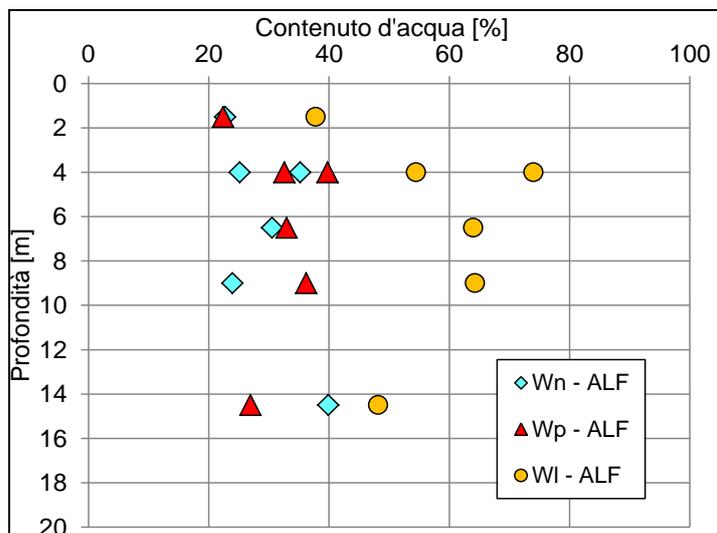
$$e_0 = 0,48 \div 0,92; \quad C_c = 0,18 \div 0,23.$$

5.1.3 Alluvioni a grana fina - ALF

Le alluvioni a grana fina, indicate con la sigla ALF, si rinvencono in affioramento nella parte iniziale del tracciato fino alla Progr. km 2+000 circa, al di sotto del terreno agrario/vegetale o della coltre detritica e più avanti in corrispondenza di alcuni corsi d'acqua. Sono in genere a copertura delle marne alterate Ma, talora al di sopra delle alluvioni terrazzate ALT. A tratti si rinvencono intercalazioni di alluvioni a grana grossa ALG. Lo spessore minimo non scende mai al di sotto di 2,0 m (sondaggio S8-PZ). Lo spessore massimo accertato si attesta intorno a 6 m (S1D-PZ).

Sono costituite di argilla con limo o limosa a tratti sabbiosa, di colore variabile dal marrone al giallastro, mediamente consistente. Non è segnalata presenza di struttura.

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



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

Il contenuto naturale d'acqua W_N varia tra 23% e 30% ed è talora prossimo o maggiore del limite di plasticità W_P . I limiti plasticità W_P e liquidità W_L rientrano nei seguenti campi di valori:

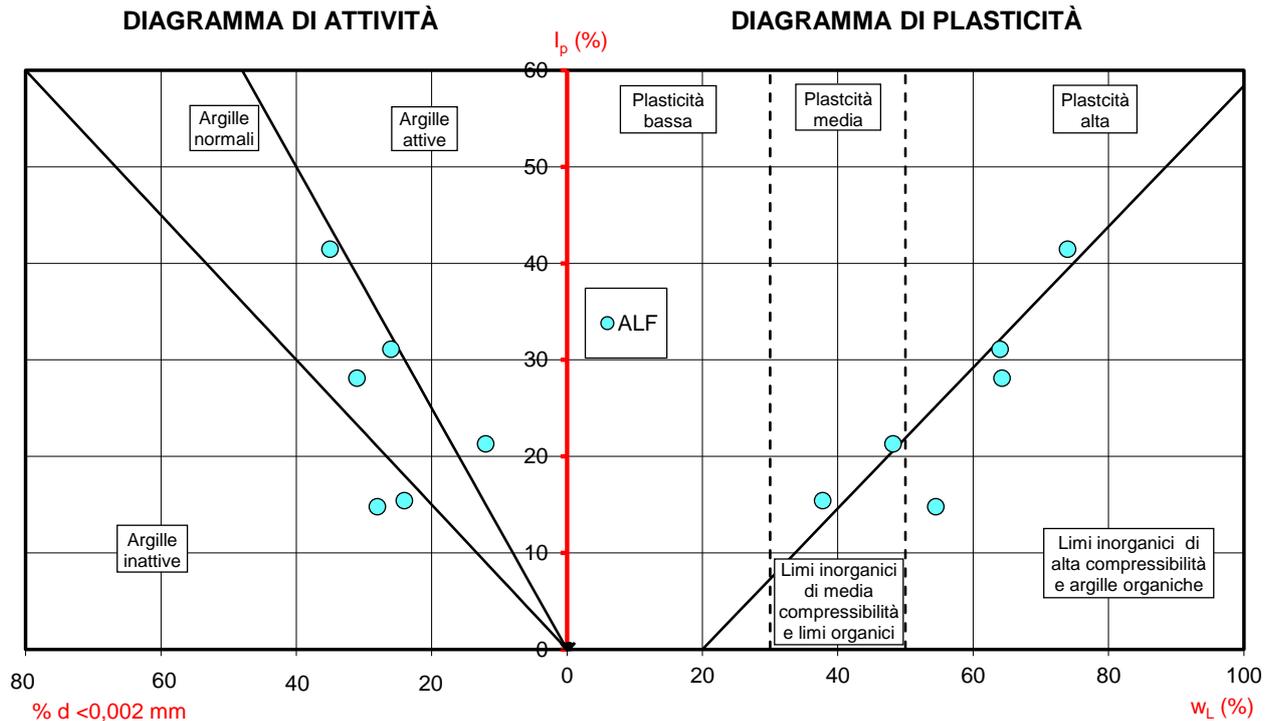
$$W_P = 22 \div 40\%; \quad W_L = 38 \div 74\%$$

Risulta sempre $W_N < W_P$.

L'indice di plasticità è compreso tra il 15% ed il 41%.

Nel grafico che segue si riportano la "Carta di plasticità" e la "Carta di attività".

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



Terreni ALF – Carta di plasticità e carta di attività

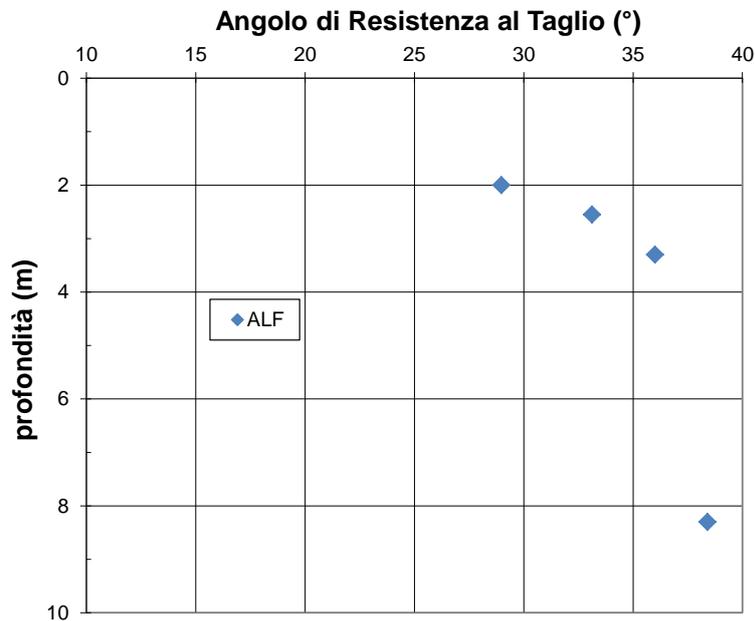
Il peso dell'unità di volume γ varia nell'intervallo 16-19 kN/m³. Il limite di ritiro W_R vale mediamente il 16%.

La composizione granulometrica dei terreni ALF è variabile dal limo con argilla alla sabbia con limo con argilla ghiaiosa. La percentuale della frazione argillosa è compresa tra il 12% e il 35%.

Sono disponibili i risultati di prove di taglio diretto CD e di prove di compressione triassiale CIU. Dalla loro elaborazione si ricavano i seguenti valori di coesione c' e angolo d'attrito φ' in termini di pressioni effettive:

$$c' = 21 \div 49 \text{ kPa}; \quad \varphi' = 25^\circ \div 31^\circ.$$

I valori dell'angolo d'attrito φ' ricavati dalle prove SPT si attestano tra 28° e 38° (v. figura sotto), con $N_{SPT} = 10 \div 41$.



Terreni ALF – Valori dell'angolo d'attrito φ' da prove SPT

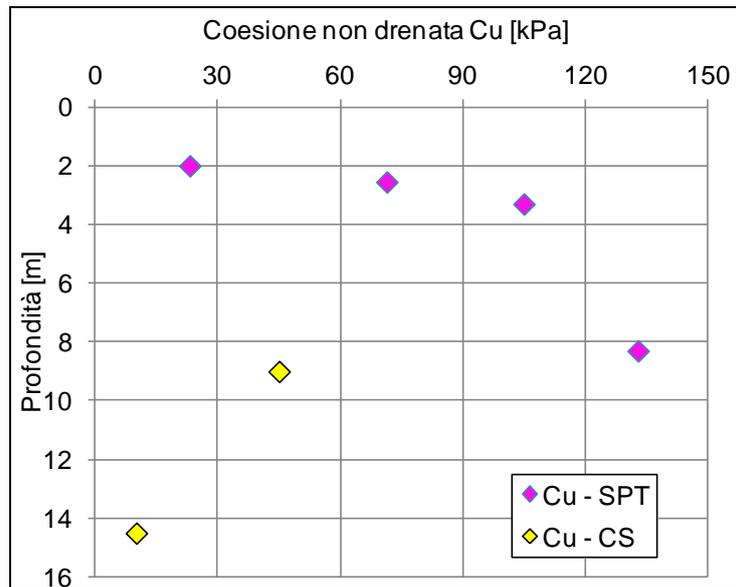
Dalle stesse prove si ottiene:

$$V_s = 158 \div 283 \text{ m/s} \quad G_0 = 51 \div 185 \text{ MPa}$$

$$E'_{op \text{ SPT}} = 13 \div 48 \text{ MPa}$$

con $E'_{op \text{ SPT}}$ modulo elastico operativo.

La coesione non drenata C_u è stata determinata con due prove di compressione a dilatazione trasversale libera (CS) e quattro prove SPT. Si sono ricavati valori di C_u variabili tra 10 kPa e 133 kPa (v. grafico che segue).

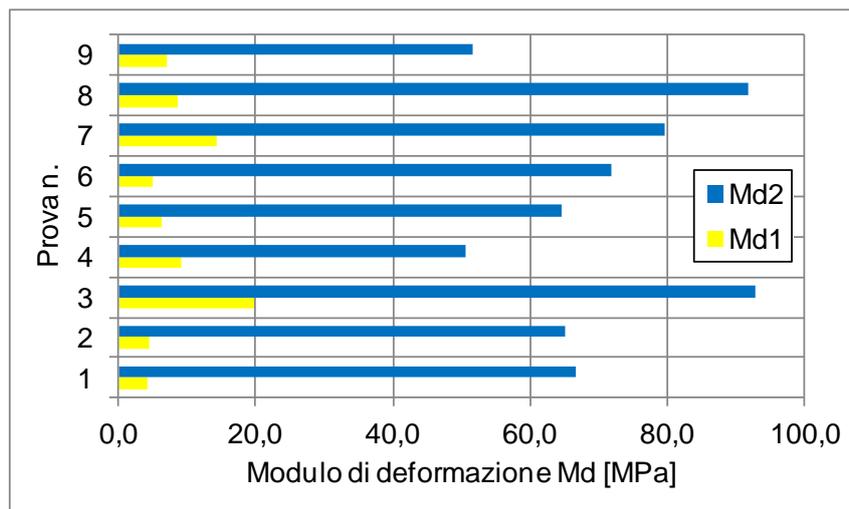


Terreni ALF – Valori della coesione non drenata C_u in funzione della profondità

La parte più superficiale dei terreni alluvionali è stata indagata con prove di carico su piastra a doppio ciclo, eseguite all'interno di pozzetti esplorativi alla profondità mediamente pari a 0,3 m. I valori dei moduli di deformazione M_{d1} e M_{d2} determinati nel corso delle prove variano nei seguenti intervalli:

$$M_{d1} = 4,2 \div 19,7 \text{ MPa}; \quad M_{d2} = 51 \div 92 \text{ MPa}$$

con valori del contenuto d'acqua dei terreni compresi tra il 16% ed il 42%.



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

5.1.4 Alluvioni a grana grossa - ALG

Lenti di alluvioni a grana grossa ALG sono state osservate in affioramento lungo le verticali S3D-DH (0,5-3,0 m) e S12D (1,2-2,8 m), nonché intercalate alle alluvioni fini ALF (sondaggio S1D-PZ 9,5-14,0 m).

Si tratta di ghiaia con sabbia e sabbia con ghiaia in matrice limosa argillosa di colore marrone, con elementi lapidei di varia natura, di forma prevalentemente tondeggianti, a spigoli sub-arrotondati. Sono presenti noduli carbonatici.

L'unico campione analizzato (S1D-PZ 12,0-12,5 m) ha la granulometria della sabbia con ghiaia limosa debolmente argillosa.

Sullo stesso campione, da una prova di taglio diretto CD si è ottenuto:

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

I valori della densità relativa D_r ricavati dalle prove SPT variano tra il 50% e il 100%, con $N_{\text{SPT}} = 11 \div >50$. Le stesse prove forniscono valori dell'angolo d'attrito φ' compresi tra 29° e 39° .

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

$$E'_{\text{op SPT}} = 12 \div 50 \text{ MPa} \quad V_s = 156 \div 310 \text{ m/s}$$

$$G_0 = 47 \div 186 \text{ MPa}.$$

5.1.5 Alluvioni terrazzate - ALT

Le alluvioni terrazzate, indicate con la sigla ALF, si rinvengono con continuità a partire all'incirca dal km 2+700 al di sotto del terreno agrario/vegetale. Si osservano anche nel tratto precedente in corrispondenza della sommità di un rilievo di modesta altezza.

I terreni ALT sono stati carotati lungo i sondaggi S3-DH, S4-D, S6-PZ, S7-PZ, S7-DH, S9-PZ, S11-PZ, per spessori massimi dell'ordine di 4 m.

Sono disponibili i risultati di prove eseguite su due campioni.

Le prove d'identificazione forniscono:

- ❖ $\gamma = 17,2 \div 18,8 \text{ kN/m}^3$;
- ❖ $W_N = 17\% \div 26\%$;
- ❖ $W_P = 18\%$; $W_L = 38\%$;
- ❖ $\% d < 0,002 \text{ mm} = 8\% \div 17\%$.

La granulometria è compresa tra la sabbia con limo argillosa e la sabbia con limo argillosa ghiaiosa.

Dalle prove Down-Hole in foro si ricava:

$$V_s = 509 \text{ m/s} \quad G_0 = 487 \text{ MPa.}$$

Da una prova di taglio diretto CD e da una prova triassiale CIU si ottiene:

$$c' = 15 \div 17 \text{ kPa} \quad \varphi' = 33^\circ \div 36^\circ.$$

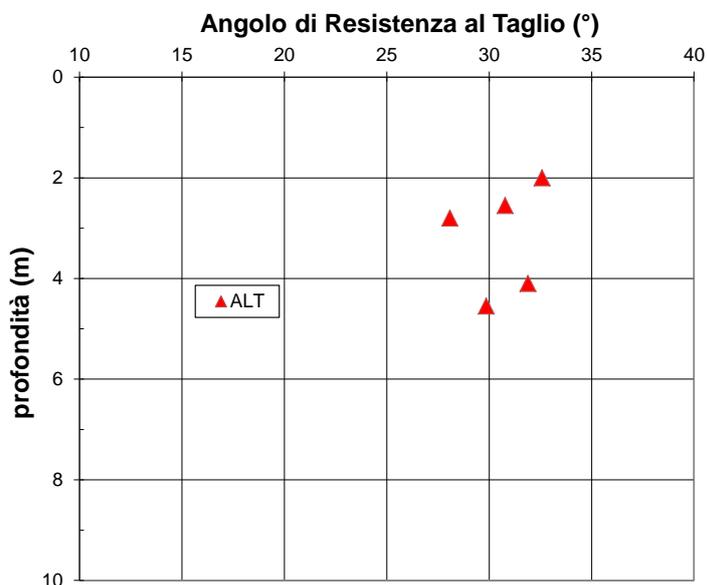
I parametri di deformabilità valgono:

- ❖ $e_0 = 0,64 \div 0,84$
- ❖ $C_c = 0,20$
- ❖ $E_{ed} = 4,1 \div 7,1 \text{ MPa};$
- ❖ $m_v = 0,14 \div 0,25 \text{ MPa}^{-1};$
- ❖ $c_v = 3,3 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s};$
- ❖ $k = 8 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$

Le prove SPT forniscono:

- ✓ $N_{\text{SPT}} = 6 \div 31$
- ✓ $\varphi' = 28^\circ \div 33^\circ$
- ✓ $E'_{\text{op SPT}} = 12 \div 50 \text{ MPa}$
- ✓ $V_s = 156 \div 310 \text{ m/s}$
- ✓ $G_0 = 47 \div 186 \text{ MPa.}$

L'andamento dell'angolo d'attrito φ' in funzione della profondità è riportato nella figura che segue.



Terreni ALT – Valori dell'angolo d'attrito φ' da prove SPT

5.1.6 Marna - Ma, M

Le Marne di Gesturi del Burdigaliano sup. Langhiano medio, indicate con la sigla M, costituiscono i terreni di base lungo l'intero tracciato. Sono presenti lungo tutte le verticali di sondaggio, in affioramento, ovvero al di sotto dei terreni alluvionali ALF e ALT. La massima profondità a partire dalla quale sono state rinvenute è di 15 m (foro S1D-PZ).

Nella parte superiore sono alterate (termini Ma), per spessori alquanto variabili, da 1-2 m (sondaggi S5D-PZ, S8-PZ) fino ad oltre 10 m (foro S3-DH).

Si tratta di marna argillosa, talora marna lapidea, di colore prevalentemente grigio, con struttura laminare, molto fratturata, talora massiva o priva di struttura. Può presentarsi come argilla marnosa con limo verdastra, inglobante elementi lapidei carbonatici arrotondati, ovvero come marna carbonatica grigia con livelli laminari orizzontali, giunti di strato, poca coesione.

Si nota talora la presenza di sabbia limosa di colore grigio azzurro e/o di arenaria dura di colore grigio celeste in livelli di spessore massimo pari a circa 2 m. Si possono anche rinvenire frammenti di conchiglie e livelli di calcare compatto brecciato di colore verde giallastro. La reazione al contatto con acido cloridrico è in genere forte.

I termini Ma della parte superiore possono essere descritti come argilla limosa marnosa alterata, di colore variabile dal grigiastro al nocciola, molto consistente, talora di

consistenza lapidea. Possono anche presentarsi come marna carbonatica di colore grigio verdastro con livelli laminari orizzontali, giunti di strato e scarsa coesione. In altri casi i terreni Ma sono fittamente laminati, molto fratturati, o parzialmente litificati in lamine e scaglie. Si rinvencono noduli carbonatici biancastri con striature giallo verdastre e livelli con forte reazione all'azione dell'acido cloridrico.

A causa di difficoltà di campionamento legate alla presenza di livelli molto consistenti o duri o fittamente laminati, a tratti i termini M e Ma sono stati prelevati come limo con sabbia molto consistente di colore variabile da senape a nocciola, ovvero sabbia limosa ghiaiosa, in altri casi come ghiaia in matrice marnosa argillosa poco consistente di colore grigio, probabilmente in corrispondenza di livelli molto consistenti o duri o fittamente laminati. Per lo stesso motivo talora sono stati carotati in scaglie e lamine con livelli di ghiaia in matrice marnosa argillosa poco consistente.

L'analisi dei risultati delle prove in sito e di laboratorio mostra una sostanziale uniformità di comportamento dei terreni Ma e M. I parametri meccanici tendono a migliorare passando dalla parte alterata Ma e alle sottostanti marne M.

Il peso γ è compreso tra 16 kN/m^3 e 22 kN/m^3 . I valori più elevati si riferiscono a campioni di consistenza lapidea.

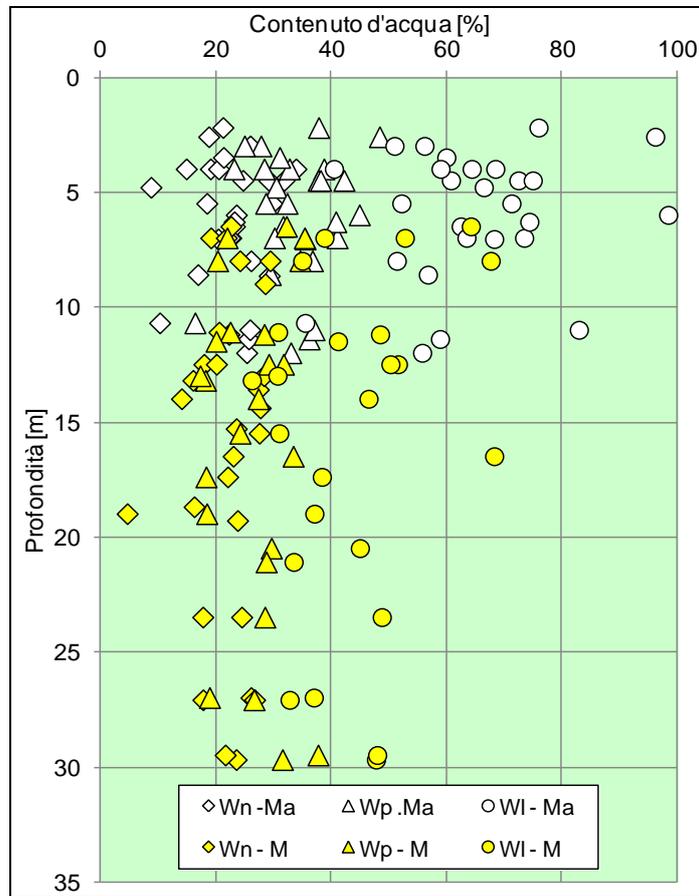
Il contenuto naturale d'acqua varia tra il 5-8% ed il 30-34% per entrambi i termini Ma, M. I campi di variazione del limite di plasticità W_P , il limite di liquidità W_L e l'indice di plasticità I_P sono indicati nel seguente prospetto.

Marna Ma: $W_P = 16 \div 48\%$; $W_L = 35 \div 98\%$ $I_P = 15 \div 54\%$;

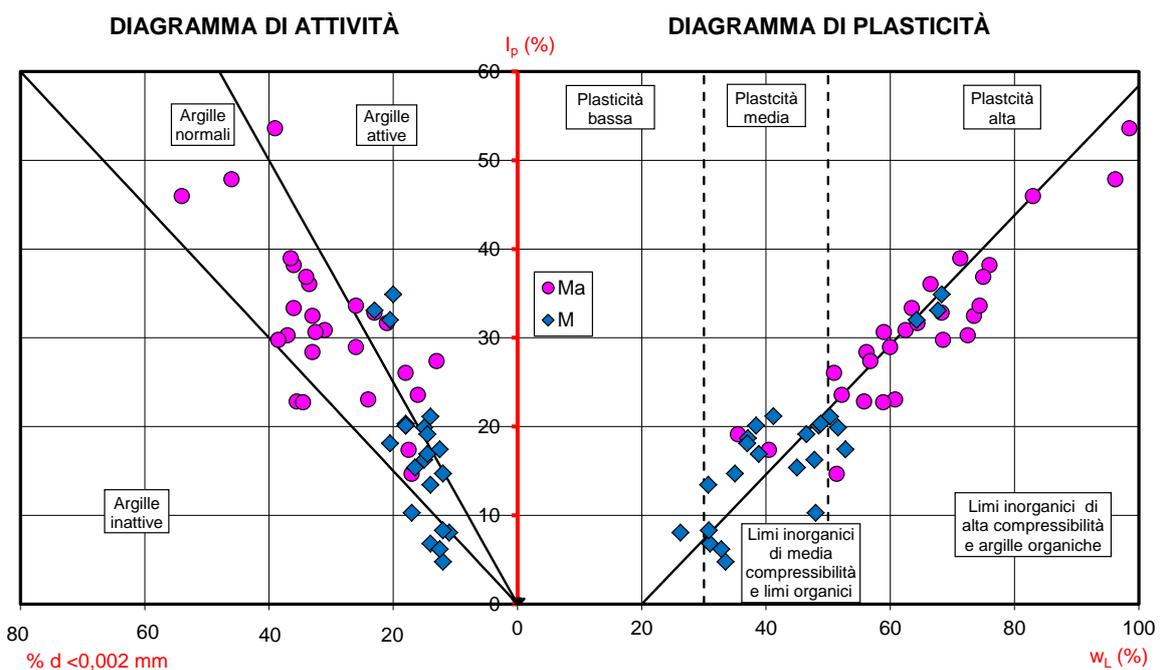
Marna M: $W_P = 17 \div 38\%$; $W_L = 26 \div 68\%$ $I_P = 5 \div 35\%$.

I valori di W_P e W_L sono influenzati dalla componente marnosa, che aumento in profondità in corrispondenza dei terreni M, con una conseguente diminuzione dei valori dei limiti di consistenza, come si rileva dal grafico successivo, dove è mostrato l'andamento del contenuto naturale d'acqua e dei limiti in funzione della profondità, distinguendo le argille Ma e M.

A seguire si riportano la "Carta di plasticità" e la "Carta di attività".



Terreni Ma-M – Andamento con la profondità del contenuto naturale d'acqua W_N e dei limiti di Atterberg W_P W_L



Terreni Ma-M – Carta di plasticità e Carta di attività

Dall'esame della "Carta di plasticità" e della "Carta di attività" risulta che le marne alterate Ma sono in genere di alta plasticità e di attività da media ad alta. I terreni M sono caratterizzati da plasticità da media a elevata e attività da bassa a alta; inoltre, alcuni punti ricadono nei campi dei "limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche" e dei "limi inorganici di media compressibilità e limi organici".

Il limite di ritiro W_R varia tra il 9% e il 29%.

La composizione granulometrica è variabile dall'argilla con limo alla ghiaia sabbiosa limosa argillosa. La percentuale della frazione argillosa è compresa tra il 4% e il 54%; le percentuali maggiori si rilevano sui campioni Ma.

I parametri di deformabilità ricavati dall'elaborazione di 10 prove di compressione edometrica, eseguite sui terreni Ma, variano nei seguenti intervalli:

$$e_0 = 0,65 \div 0,96 \quad C_c = 0,16 \div 0,22;$$

$$E_{ed} = 2,8 \div 7,6 \text{ MPa}; \quad m_v = 0,13 \div 0,36 \text{ MPa}^{-1};$$

$$c_v = 8,9 \times 10^{-5} \div 3,8 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}; \quad k = 1 \times 10^{-9} \div 6 \times 10^{-7} \text{ cm/s}.$$

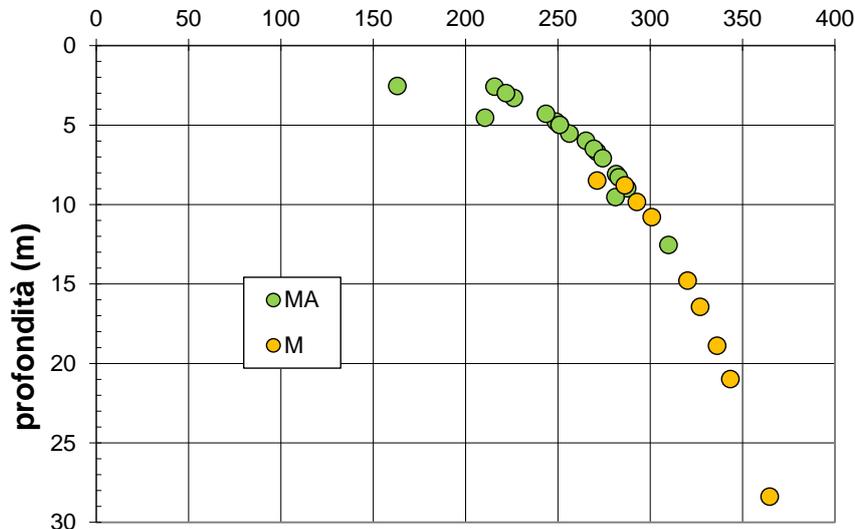
Analizzando nel complesso i valori dell'indice iniziale dei vuoti e_0 ottenuti anche da altre sperimentazioni, si ricava un valore medio per i terreni Ma pari a 0,75. Analogamente, per i terreni M si ricava $e_{0\text{medio}} = 0,70$.

Dalle prove Down-Hole si ottengono i seguenti valori della velocità delle onde di taglio e del modulo di taglio; in questo caso i limiti inferiori sono da attribuire ai terreni Ma.

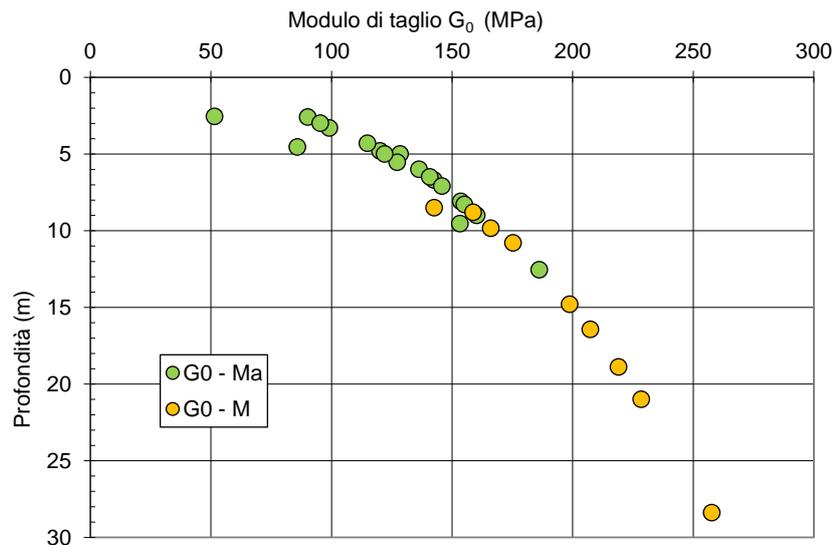
$$V_s = 287 \div 757 \text{ m/s}; \quad G_0 = 137 \div 1002 \text{ MPa}.$$

Valori mediamente più bassi sono stati desunti analizzando i risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, come illustrato nelle figure successive.

Velocità Onde di Taglio Vs (m/s)



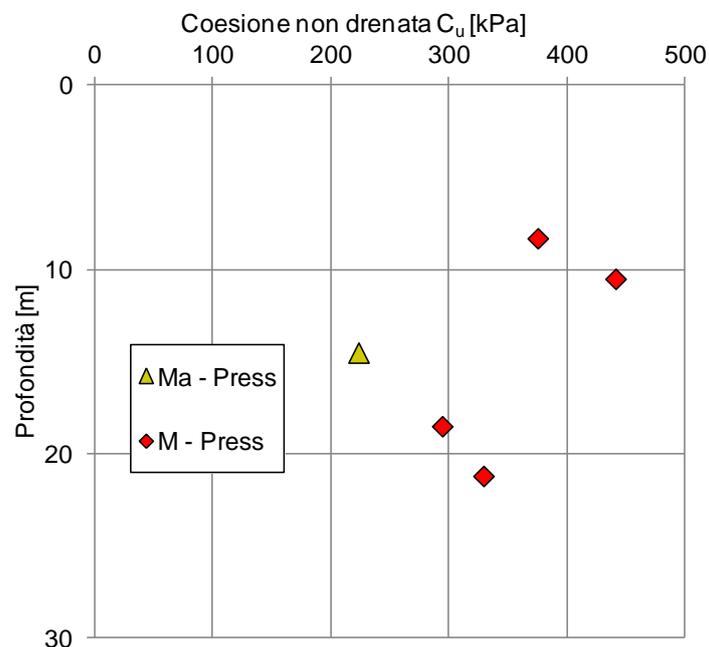
Terreni Ma-M – Valori della velocità delle onde di taglio da prove SPT



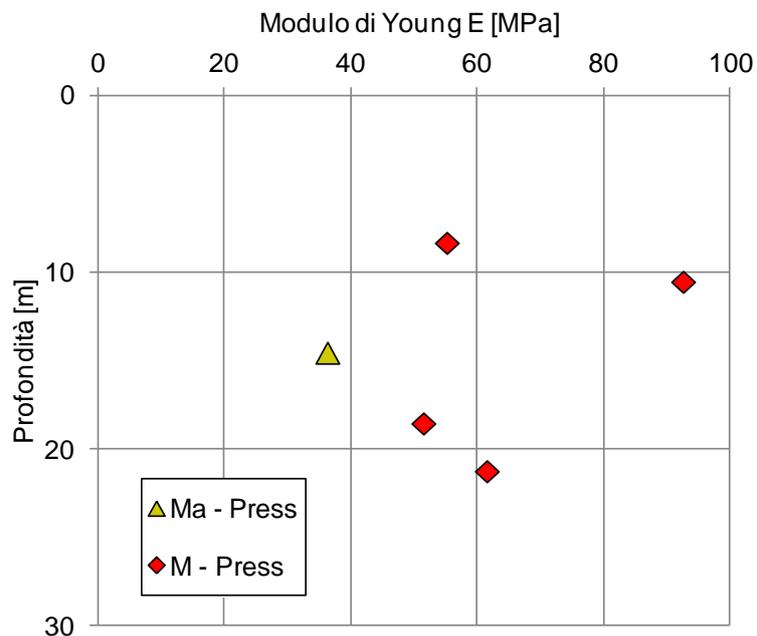
Le prove di compressione triassiale UU su due campioni descritti come "argilla con limo sabbiosa" o "limo con argilla sabbioso" forniscono valori di coesione non drenata C_u variabili tra 86 kPa e 222 kPa.

Da cinque prove pressiometriche, eseguite tra 8,3 m e 21,2 m (v. figure sotto), si ricavano per le marne M i seguenti valori di coesione non drenata C_u e del modulo di Young E:

$$C_u = 290 \div 440 \text{ kPa} \quad E = 52 \div 93 \text{ MPa}$$



Terreni Ma-M – Valori della coesione non drenata da prove pressiometriche



Terreni Ma-M – Valori del modulo di Young da prove pressiometriche

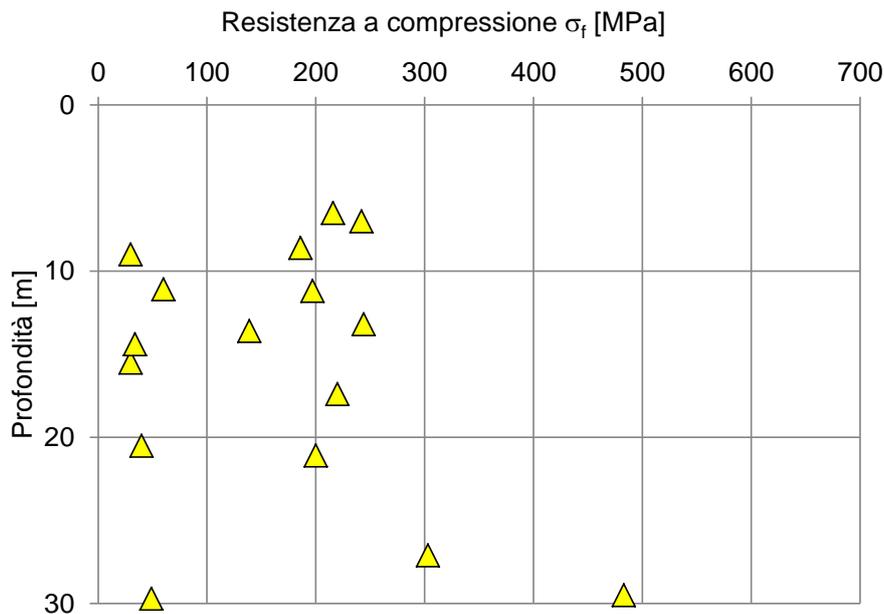
I valori medi sono, rispettivamente, pari a:

$$C_{u\text{medio}} = 370 \text{ kPa} \quad E_{\text{medio}} = 65 \text{ MPa}$$

La prova eseguita sui terreni Ma fornisce $C_u = 223 \text{ kPa}$; $E = 36 \text{ MPa}$.

I valori del modulo di Young E sopra indicati sono stati utilizzati per caratterizzare la marna M in termini di deformabilità, in particolare il valore $E_{\text{medio}} = 65 \text{ MPa}$. Da quest'ultimo, assumendo un valore del coefficiente di Poisson $\nu = 0,35$, si ricava un valore del modulo edometrico pari a 104 MPa , al quale corrisponde un valore del coefficiente di compressibilità $m_v = 0,01 \text{ mm}^2/\text{N}$.

I risultati di tredici prove di compressione a dilatazione trasversale libera (compressione semplice) su campioni di "argilla limosa sabbiosa", uno solo dei quali classificato Ma, sono illustrati nella figura successiva.



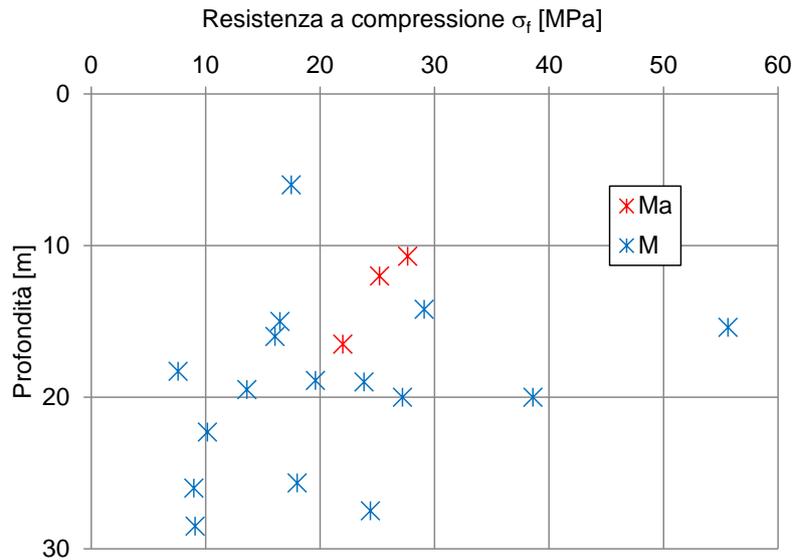
Terreni Ma-M – Risultati delle prove di compressione semplice

I valori della resistenza a rottura σ_f sono compresi, nella quasi totalità dei casi, tra 30 kPa e 480 kPa, cui corrispondono valori di coesione non drenata nell'intervallo $C_u = 15 \div 240 \text{ kPa}$. Su due campioni prelevati a oltre 23 m di profondità, non rappresentati nel grafico, si sono ottenuti valori di σ_f maggiori di 1 MPa ($\sigma_f = 1,3 \text{ MPa}$ e $\sigma_f = 6,5 \text{ MPa}$, rispettivamente, con corrispondenti valori $C_u = 650 \text{ kPa}$ e $C_u = 3250 \text{ kPa}$).

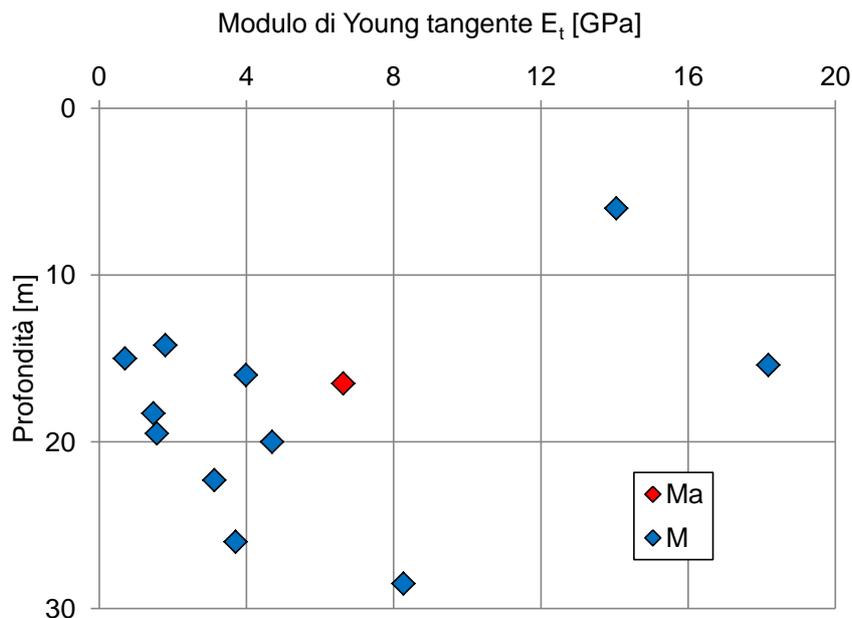
I risultati di 14 prove compressione monoassiale con determinazione del modulo elastico tangente E_t e secante E_s e del coefficiente di Poisson ν e di 5 prove di carico puntuale assiali., eseguite su campioni descritti come "marna compatta grigia", sono illustrati nella tabella e nelle figure che seguono. Per le prove di carico puntuale viene rappresentato il valore della resistenza a rottura σ_f ottenuto dalla relazione $\sigma_f = I_{s50} \times 20$.

| Sondaggio | da m | sigla | Descrizione | γ [kPa] | σ_f [MPa] | E_t [GPa] | E_s [GPa] | ν | $I_{s(50)}$ [MPa] | $I_{s(50)} \times 20$ [MPa] |
|-----------|------|-------|----------------------------|-------------------|---------------------|----------------|----------------|-------|----------------------|--------------------------------|
| S3-DH | 12.0 | Ma | marna | | | | | | 1.26 | 25.2 |
| S1D-PZ | 16.5 | Ma | marna compatta grigia | 22.9 | 22.0 | 7 | 4 | 0.36 | | |
| S2 | 14.2 | M | marna | | 29.1 | 2 | 2 | 0.13 | | |
| S2 | 15.0 | M | marna | | 16.5 | 1 | 1 | 0.13 | | |
| S4-PZ | 20.0 | M | marna | | 38.6 | 5 | 4 | 0.28 | | |
| S4-PZ | 20.0 | M | marna | | | | | | 1.36 | 27.2 |
| S8-PZ | 6.0 | M | marna | | 17.5 | 14 | 15 | 0.18 | | |
| S10D | 10.7 | Ma | marna compatta grigia | 22.3 | 27.7 | | | | | |
| S1D-PZ | 18.3 | M | marna compatta grigia | 20.9 | 7.6 | 1 | 1 | 0.48 | | |
| S3D-DH | 19.0 | M | marna compatta grigia | 22.8 | 23.8 | | | | | |
| S5D-PZ | 25.6 | M | marna poco compatta grigia | 18.2 | | | | | 0.90 | 18.0 |
| S5D-PZ | 27.5 | M | marna compatta grigia | 21.0 | | | | | 1.22 | 24.4 |
| S7D-DH | 22.3 | M | marna compatta grigia | 22.7 | 10.2 | 3 | 3 | 0.47 | | |
| S7D-DH | 26.0 | M | marna compatta grigia | 20.9 | 9.0 | 4 | 2 | 0.49 | | |
| S7D-DH | 28.5 | M | marna compatta grigia | 21.4 | 9.1 | 8 | 5 | 0.47 | | |
| S10D | 15.4 | M | marna compatta grigia | 21.2 | 55.7 | 18 | 13 | 0.30 | | |
| S10D | 18.9 | M | marna compatta grigia | 22.9 | | | | | 0.98 | 19.6 |
| S11D-PZ | 16.0 | M | marna compatta grigia | 20.3 | 16.1 | 4 | 2 | 0.46 | | |
| S11D-PZ | 19.5 | M | marna compatta grigia | 21.2 | 13.6 | 2 | 1 | 0.41 | | |

Campioni di marna compatta – Risultati delle prove di compressione monoassiale



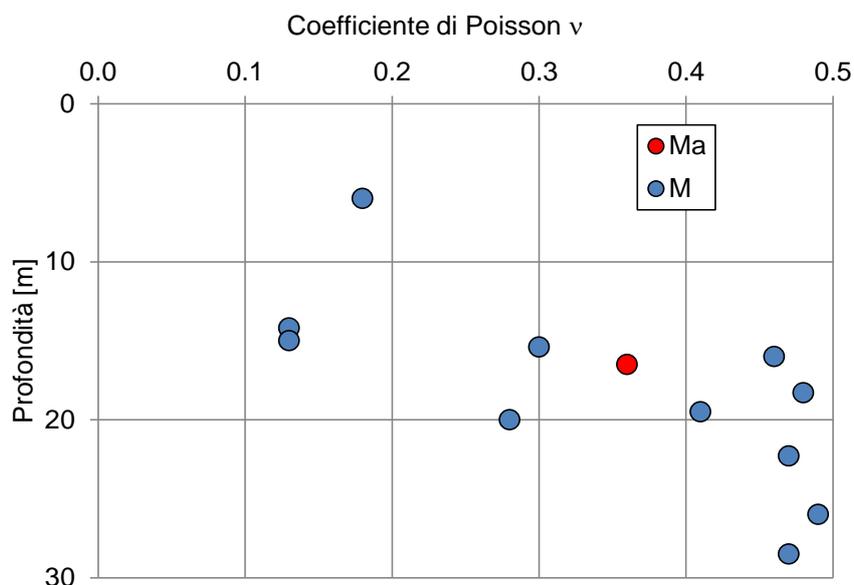
Campioni di marna compatta - Valori della resistenza a rottura in funzione della profondità



Campioni di marna compatta - Valori del modulo di Young tangente in funzione della profondità

I valori di resistenza a rottura σ_f dei campioni di marna compatta lapidea sono decisamente maggiori rispetto a quelli determinati sulla marna argillosa, addirittura di oltre un ordine di grandezza. Sono stati infatti determinati valori di σ_f compresi tra 8 e 56 MPa, del modulo di Young tangente $E_t = 1 \div 18$ GPa e del coefficiente di Poisson $\nu = 0,13 \div 0,49$. Da tali prove si desumono valori della coesione non drenata C_u molto elevati (> 4 MPa).

In considerazione dei numerosi dati disponibili e della variabilità dei terreni sottoposti a prova, i terreni Ma e M sono stati caratterizzati in termini di coesione non drenata in via cautelativa, facendo riferimento ai risultati delle prove pressiometriche.



Campioni di marna compatta - Valori del coefficiente di Poisson in funzione della profondità

Limitatamente al sondaggio S1D-PZ, dove l'esame delle carote estratte ha mostrato marne lapidee compatte a partire da una profondità di circa 16 m fino a fondo foro, con valori dell'indice di qualità della roccia RQD compresi tra il 47% e il 91%, è possibile attribuire a tali termini un valore medio di resistenza a compressione monoassiale pari a 35 MPa e un valore minimo pari a 8 MPa, sulla base dei risultati delle prove di laboratorio e di dati di letteratura.

5.2 Falda

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

- ❑ **Area Viadotto Sinnai (da km 0+700 a km 1+050)**
Falda a profondità di 2-3 m dal piano di campagna.
- ❑ **Area del Ponte Canale (da km 1+800 a km 2+000)**
Falda da assente fino a profondità minima di circa 1,0 m dal piano di campagna.

- **Area compresa tra il Ponte Riu Foxi (km 2+900) e il Cavalcavia CV02 (km 5+680)**
Falda a profondità di 2 ÷ 4 m dal piano di campagna.

Nelle rimanenti aree non è desumibile la presenza di falda sulla base delle attuali conoscenze sui terreni.

5.3 Caratterizzazione fisico – meccanica dei terreni

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

Tali valori sono stati ricavati sia sulla base delle specifiche prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati nel corso delle due campagne d'indagine prese in esame, sia dai dati acquisiti in occasione di altri lavori su terreni simili a quelli in esame. Si è inoltre fatto riferimento a dati reperibili nella letteratura geotecnica regionale.

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

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

In particolare, si riportano i valori delle seguenti grandezze:

- peso dell'unità di volume γ ;
- coesione non drenata C_u ;
- coesione effettiva c' ;
- angolo d'attrito effettivo ϕ' ;
- resistenza a rottura σ_f ;
- modulo di Young dello scheletro solido E_{young} ;
- velocità delle onde di taglio V_s ;
- modulo di taglio G_0 ;
- numero di colpi N_{SPT} ;

| | | γ [kN/m ³] | C_u [kPa] | c' [kPa] | ϕ' [°] | σ_f [MPa] | E_{young} [MPa] | V_s [m/s] | G_0 [MPa] | N_{SPT} |
|---------------------------------|-------|----------------------------------|------------------|------------|-------------|---------------------|----------------------|-------------|----------------|-----------|
| Detrito | min | 17.5 | - | 34.3 | 24.8 | - | 2 | 175* | 59* | 20 |
| | media | 18.5 | - | 41.5 | 25.6 | - | 7°° | 214* | 90* | 40 |
| Terreni alluvionali ALF-ALG-ALT | min | 17.3 | 40° | 13.0 | 25.3 | - | 12* | 156* | 47* | 10 |
| | media | 18.0 | 80° | 16.4 | 29.7 | - | 15* | 217* | 97* | 36 |
| Marna alterata MA | min | 15.9 | 191 | 13.6 | 24.7 | - | 12* | 287 | 137 | 10 |
| | media | 18.0 | 223 ⁺ | 29.0 | 28.1 | - | 36 ⁺ | 447 | 386 | 46 |
| Marna M | min | 15.9 | 294 ⁺ | 14.7 | 29.2 | 8** | 39* | 572 | 610 | 38 |
| | media | 17.6 | 360 ⁺ | 20.3 | 32.8 | 35** | 65 ⁺ | 572 | 610 | 49 |

- * Valori dedotti dai risultati delle prove SPT.
- + Valori dedotti in via cautelativa dai risultati delle prove pressiometriche.
- ° Valori attribuiti solo alle alluvioni a grana fina ALF.
- °° Valori desunti da dati di Letteratura, in quanto ritenuti più significativi rispetto a quelli ricavati con le indagini.
- ** Valori dedotti dai risultati delle prove di compressione monoassiale e da dati di Letteratura, limitatamente ai terreni di fondazione del viadotto Sinnai VI01.

Ai terreni alluvionali ALF-ALG-ALT sono stati attribuiti cautelativamente i valori dei parametri delle alluvioni a grana fina ALF, in quanto i pochi campioni dei terreni ALG e ALT analizzati presentano una granulometria di poco più grossolana rispetto ai terreni ALF; inoltre, con le prove meccaniche (taglio diretto CD, compressione triassiale CU) sono stati determinati sui tre terreni ALF-ALG-ALT valori di coesione ed angolo d'attrito effettivi dello stesso ordine di grandezza. Si fa anche notare che dalla lettura delle stratigrafie spesso si ha un passaggio da un termine all'altro senza una chiara separazione. In ogni caso, tale scelta è a vantaggio di sicurezza nel calcolo delle fondazioni delle opere, in quanto i valori di coesione e angolo d'attrito determinati per le alluvioni ALF sono leggermente più bassi rispetto a quelli delle alluvioni ALG, ALT.

In via cautelativa, nelle verifiche sarà opportuno adottare per i terreni ALG, presenti comunque per tratti di spessore limitato, un valore di coesione pari a zero.

Si fa osservare che il detrito DT interviene per spessori limitati rispetto agli altri terreni e quindi può ritenersi trascurabile nei calcoli delle fondazioni delle opere.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento ad un numero di verticali di indagine pari a 2 per il Detrito DT, pari a 6 per le Alluvioni ALF. ALG, ALT, superiore a 10 per la Marna Ma, M.

| | | |
|---|-----------------------------|---|
| SS554 "Cagliaritana" - Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 | |  |
| CA352 | <i>Relazione Geotecnica</i> | |

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

5.4 Caratterizzazione sismica dei terreni

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

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

| INDAGINE DI RIFERIMENTO | CATEGORIA DI SUOLO | V_{seq} [m/s] |
|-------------------------|--------------------|-----------------|
| S01-DH | B | 559 |
| S03-DH | B | 562 |
| S05-DH | B | 477 |
| S3D-DH | B | 458 |
| S7D-DH | B | 425 |
| Tomografia BS1_D | E | 295 |
| Tomografia BS2_D | B | 476 |
| Tomografia BS3_D | B | 368 |
| Tomografia BS1_D | B | 370 |

I valori dei parametri sismici sono riportati nelle tavole che illustrano il profilo geotecnico.

| | | |
|---|-----------------------------|---|
| SS554 "Cagliaritana" - Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 | |  |
| CA352 | <i>Relazione Geotecnica</i> | |

6 RAPPORTI OPERE-TERRENI

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

Con riferimento alla classificazione geotecnica riportata nel capitolo precedente, nelle tavole T00GE00GETFG_01 ÷ 06 si illustrano i terreni di fondazione presenti lungo il profilo longitudinale in asse del tracciato.

Nelle stesse tavole sono riportate la posizione e la colonnina schematica dei sondaggi e dei pozzetti. Nelle singole colonnine sono indicati il simbolo dell'unità geotecnica, la quota del boccaforo se nota, la profondità della falda se presente, il valore N_{30} ricavato dalle prove SPT, la posizione dei campioni indisturbati. 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, dei moduli di deformazione M_{d1} , M_{d2} ricavati dalle prove di carico su piastra eseguite all'interno dei pozzetti, la categoria di suolo ed i valori della velocità equivalente delle onde di taglio V_{seq} e dei parametri sismici.

Nel seguito si illustrano i rapporti tra le opere ed i terreni con riferimento ai viadotti ed ai rilevati ed alla paratia previsti in progetto.

6.1 Viadotti - Ponti - Cavalcavia

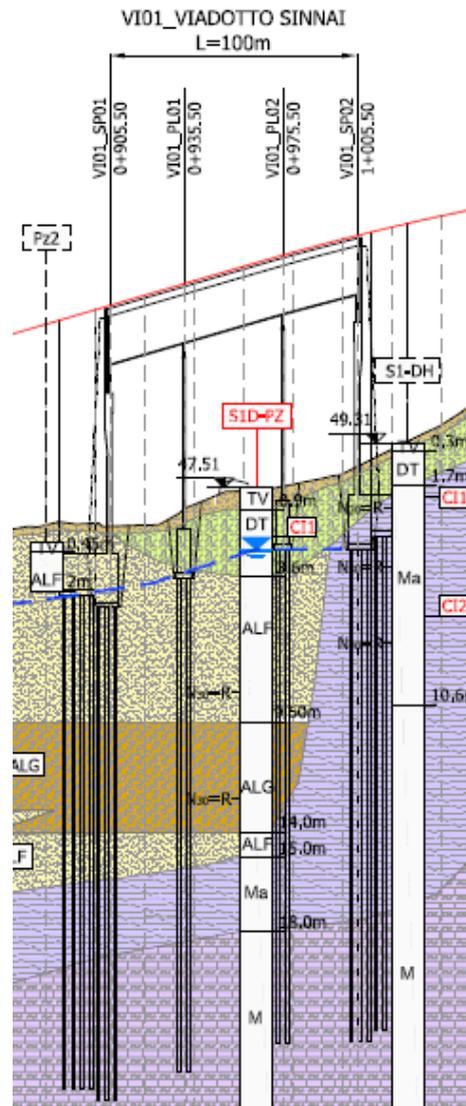
I rapporti che intercorrono tra i viadotti in progetto ed i terreni di fondazione, illustrati nel seguito distinti per opera, sono stati ricostruiti sulla base dei sondaggi e dei rilievi di superficie effettuati nel corso dei sopralluoghi.

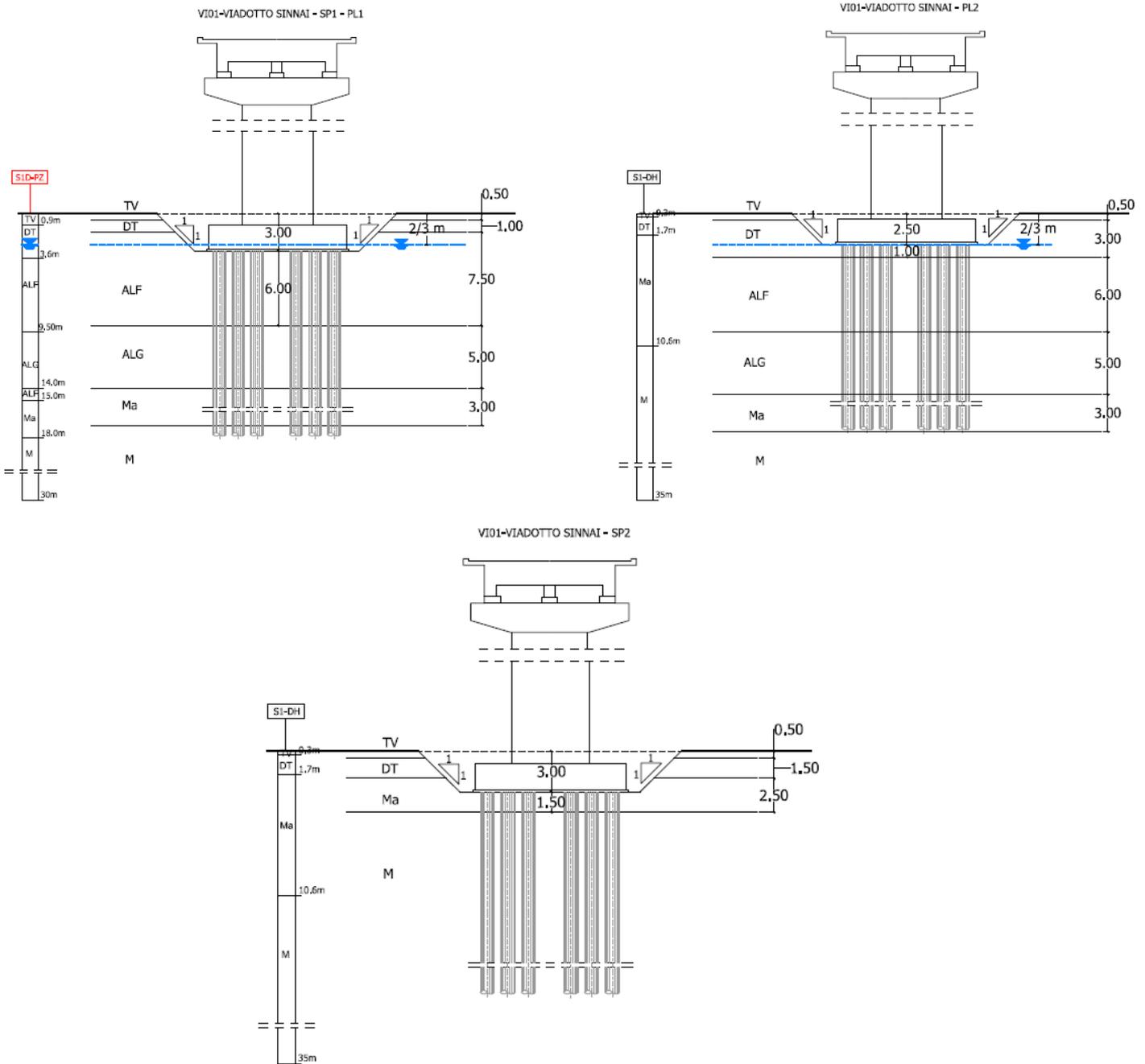
Gli schemi riportati sono da ritenersi puramente indicativi in termini di dimensioni geometriche delle opere e lunghezza dei pali di fondazione al di sotto delle pile, posizione della falda qualora a quota variabile. In tutti gli schemi, per semplicità, è stato sempre considerato uno spessore di terreno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

6.1.1 VI01 - Viadotto Sinnai

I terreni di fondazione del viadotto Sinnai sono stati indagati con i sondaggi S1D-PZ e S1DH, Se1, S3-DH, S4, Se2p e con lo stendimento BS1D.

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.





La spalla SP1 e le pile P1, P2 poggeranno sulle alluvioni ALF/ALG che raggiungono uno spessore massimo di circa 12 m e che insistono sulla marna di base alterata Ma, il cui spessore è pari a circa 3 m. La spalla SP2 insisterà direttamente sulla marna alterata Ma, che ivi assume uno spessore complessivo di circa 25 m. I pali di fondazione si attesteranno sempre all'interno della marna lapidea M. Lo studio geologico segnala presenza di falda a profondità compresa tra 2 m e 3 m dal piano di campagna, ad eccezione della spalla SP2 dove la falda è assente.

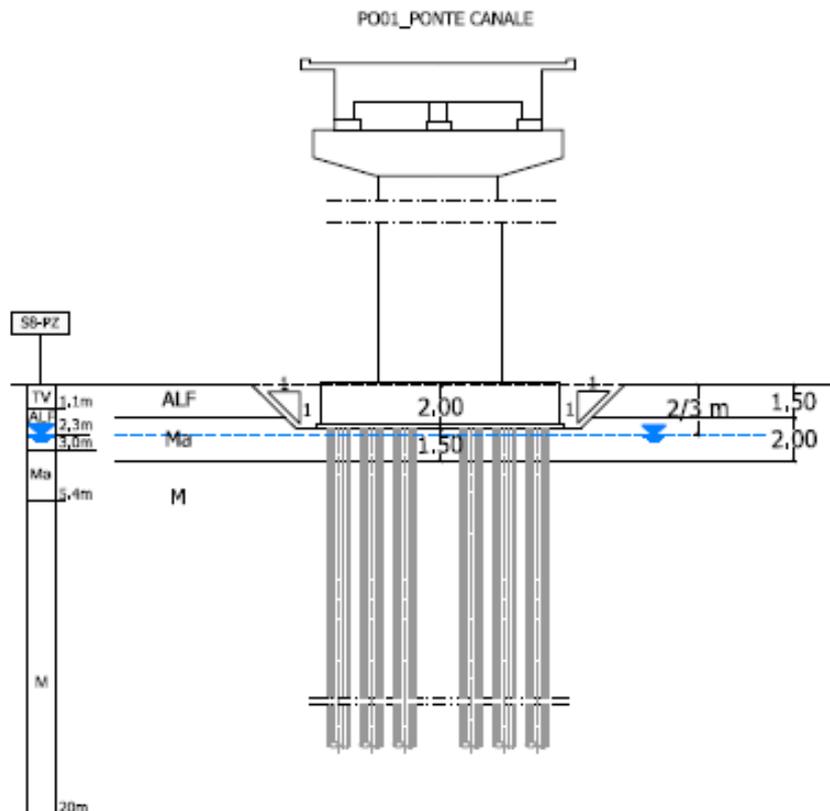
Ai fini del dimensionamento dei pali si potrà fare riferimento ad uno schema semplificato che prevede, al di sotto dei plinti di fondazione, un primo strato di alluvioni ALF/ALG di spessore 11 m, seguito dalle Ma (3 m) e M. In considerazione della presenza di marna di consistenza lapidea lungo il sondaggio S1D-PZ a partire da una profondità di circa 16 m, solo per questo viadotto i termini M vengono caratterizzati utilizzando nei calcoli il valore della resistenza a compressione monoassiale.

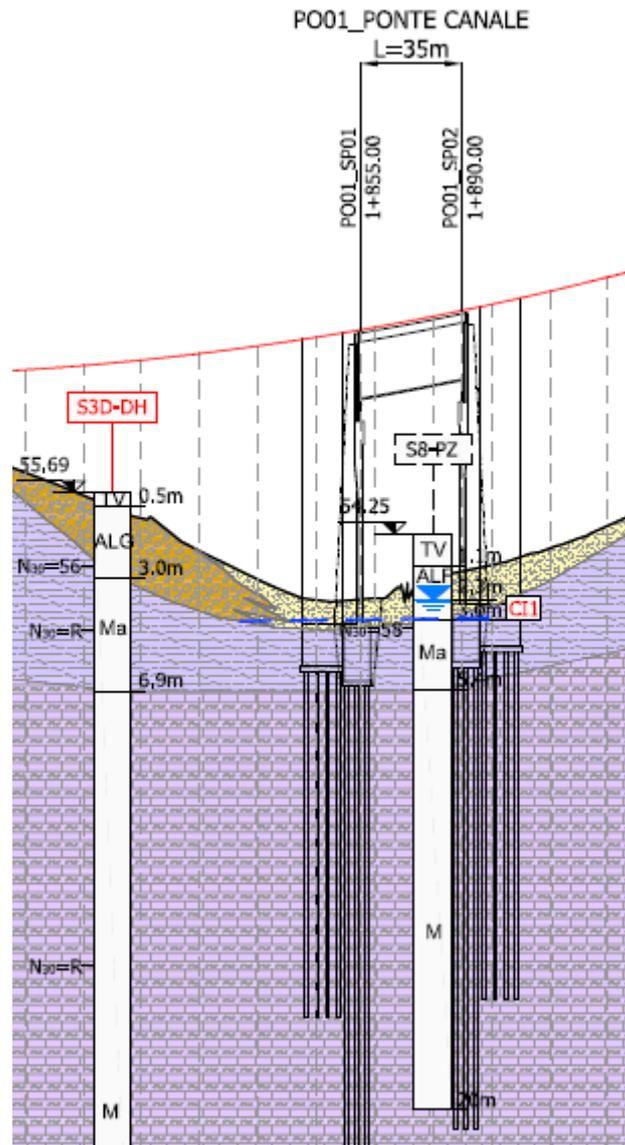
La falda viene considerata in via cautelativa sul piano di posa dei plinti.

6.1.2 PO01 - Ponte Canale

I terreni di fondazione del Ponte Canale sono stati indagati con i sondaggi S3-DH e S8-PZ. I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati nella sezione trasversale e nello stralcio del profilo geotecnico sotto riportati.

I plinti di base del ponte insisteranno sulla parte alterata Ma della marna, che assume uno spessore di circa 2 m. I pali di fondazione saranno realizzati quasi per l'intera lunghezza all'interno della marna M.





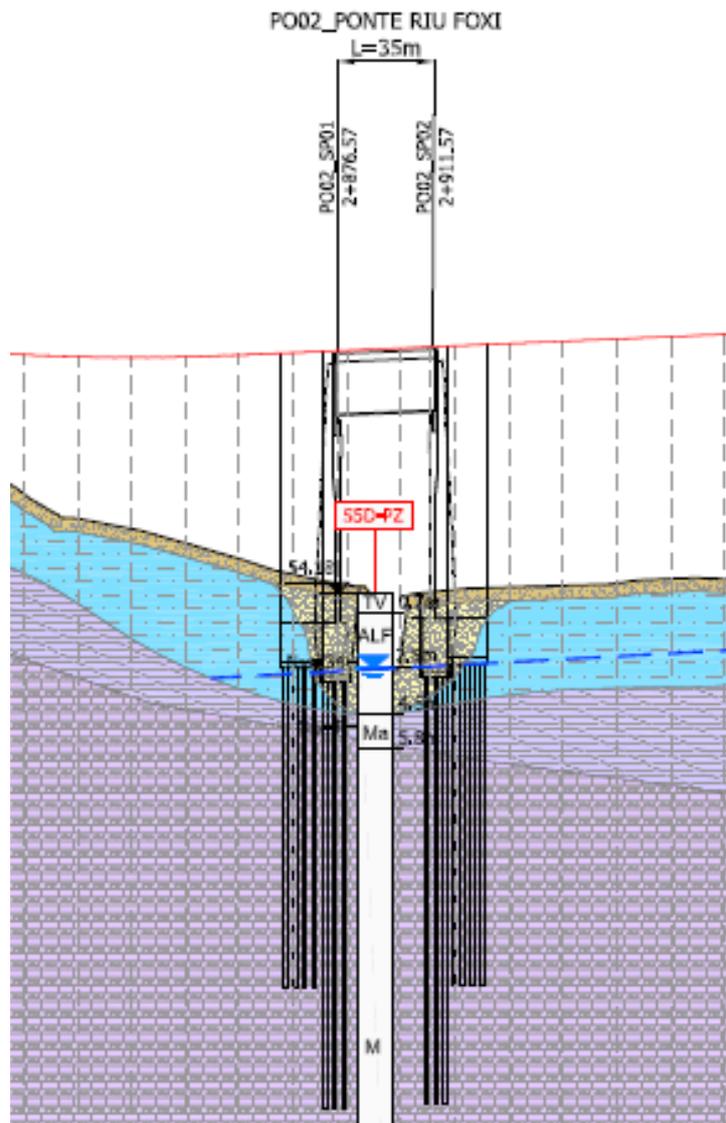
La falda si attesta a 2/3 m dal piano di campagna.

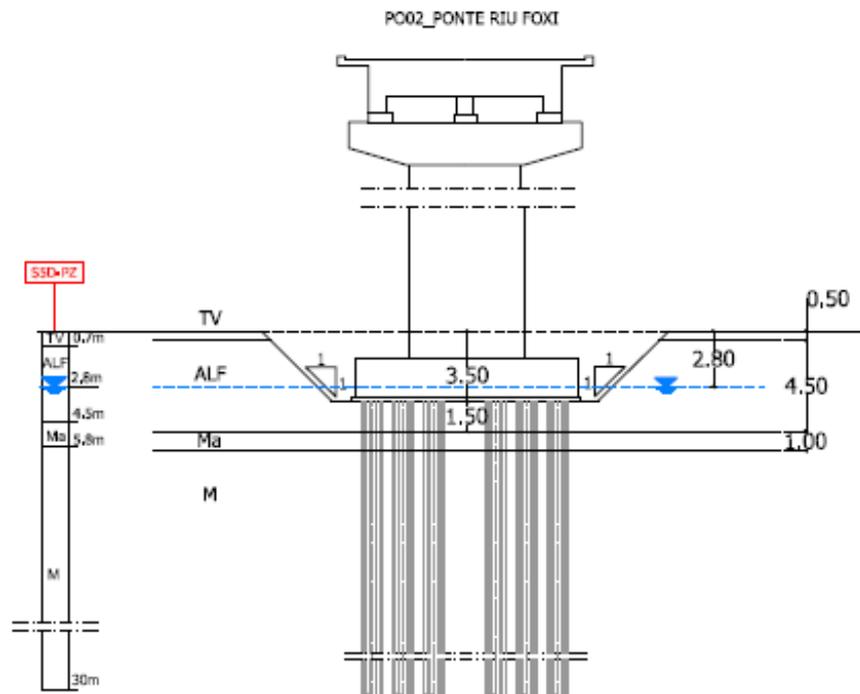
Ai fini del dimensionamento dei pali si può fare riferimento ad uno schema che prevede, al di sotto dei plinti, un primo strato di marna alterata Ma di spessore 1,5 m, seguita dalla marna M.

La posizione della falda viene fatta coincidere cautelativamente con il piano di posa dei plinti.

6.1.3 PO02 - Ponte Riu Foxi

I terreni di fondazione del Ponte Riu Foxi sono stati indagati con il sondaggio S5D-PZ. I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati nello stralcio di profilo geotecnico e nella sezione trasversale riportati nelle figure che seguono.





Il Ponte Riu Foxi ricade sulle alluvioni ALF di modesto spessore (circa 1 m al di sotto dei plinti), che in quest'area ricoprono la marna alterata Ma di spessore pari a circa 1,5 m, seguita dalla marna M. La falda si attesta ad una profondità di circa 2,8 m dal piano di campagna.

I pali di fondazione saranno realizzati per gran parte del loro sviluppo all'interno della marna M.

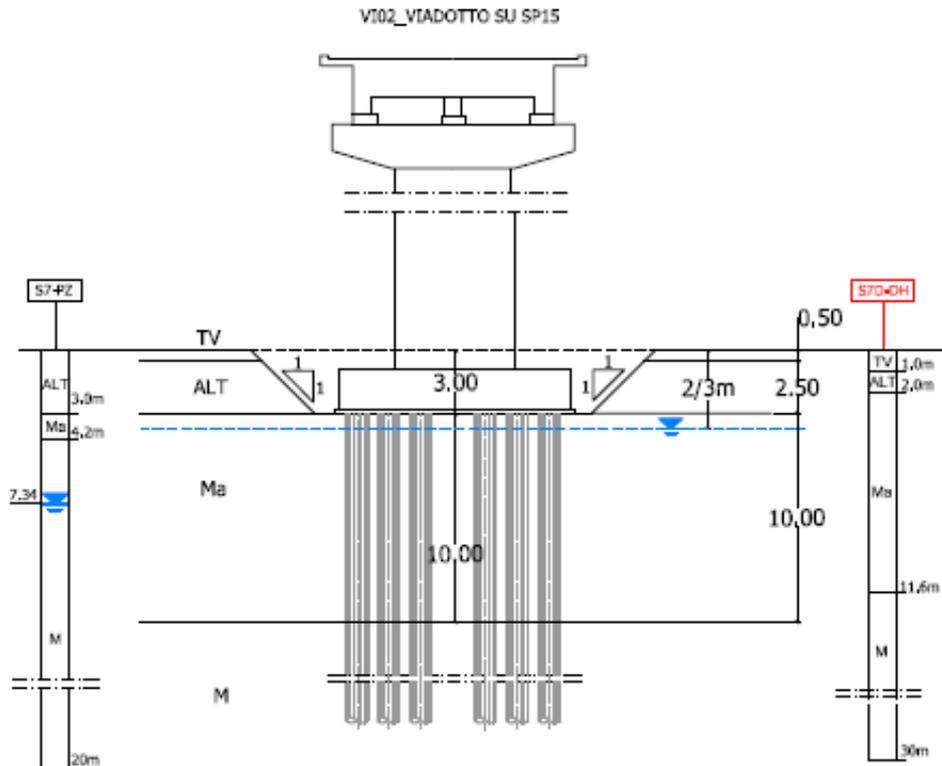
Ai fini del dimensionamento dei pali si può fare riferimento ad uno schema che prevede, al di sotto dei plinti, un primo strato di marna alterata Ma di spessore 1,5 m, trascurando il modesto livello di alluvioni ALF, seguita dalla marna M. La posizione della falda viene fatta coincidere cautelativamente con il piano di posa dei plinti.

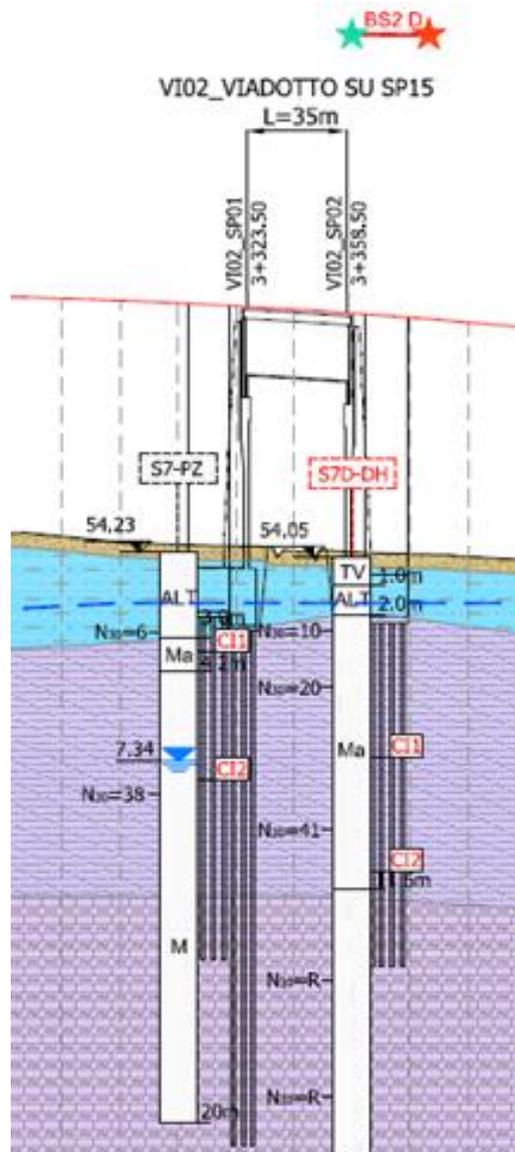
6.1.4 VI02 - Viadotto su SP15

I terreni di fondazione sono stati indagati con i sondaggi S7-PZ e S7D-DH e con lo stendimento BS2D. I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati negli schemi riportati nelle figure che seguono.

I plinti delle spalle del viadotto insistono sulla marna alterata Ma, il cui spessore al di sotto delle fondazioni è pari a circa 10 m. La falda si rinviene a una profondità di 2-3 m dal p.c..

I pali di fondazione saranno realizzati nella marna alterata Ma e nella marna M.



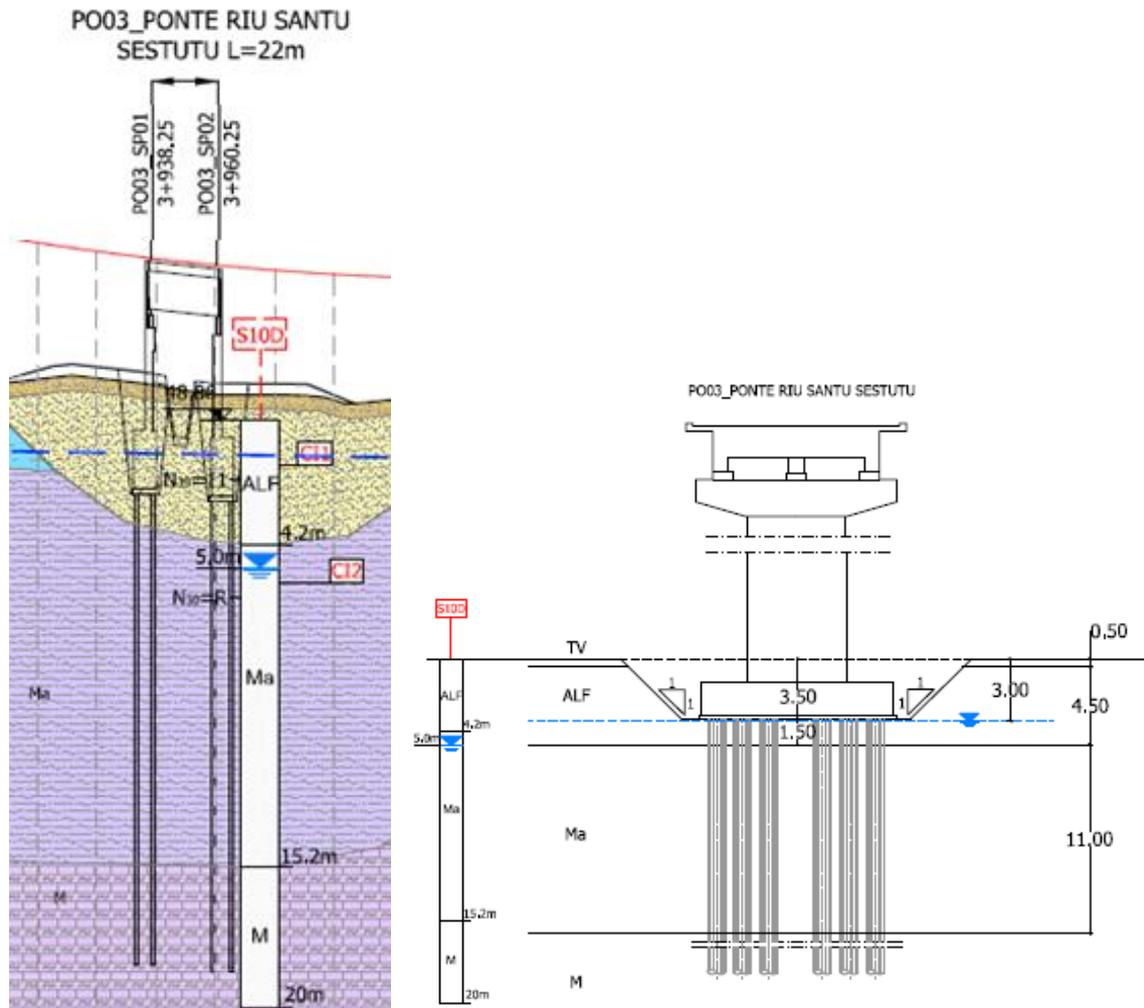


Ai fini del dimensionamento dei pali si può fare riferimento ad uno schema che prevede, al di sotto dei plinti, un primo strato di marna alterata Ma di spessore 9 m, seguita dalla marna M.

La posizione della falda viene fatta coincidere cautelativamente con il piano di posa dei plinti.

6.1.5 PO03 - Ponte Riu Santu Sestutu

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



I plinti di base del ponte poggiano sulle alluvioni a grana fina ALF, che assumono al di sotto del piano di posa uno spessore modesto (circa a 1,5 m). La sottostante marna alterata Ma ha spessore di circa 12 m. La falda si rinviene a 3 m dal piano di campagna. I pali di fondazione interesseranno per un limitato spessore le alluvioni, dopo insisteranno nella marna Ma, M.

Ai fini del dimensionamento dei pali si può fare riferimento ad uno schema che prevede, al di sotto dei plinti, un primo strato di marna alterata Ma di spessore 12 m, trascurando il modesto livello di alluvioni ALF, seguita dalla marna M. La posizione della falda viene fatta coincidere cautelativamente con il piano di posa dei plinti.

| | | |
|---|-----------------------------|---|
| SS554 "Cagliaritana" - Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 | |  |
| CA352 | Relazione Geotecnica | |

6.1.6 PO03 - Ponte Riu Santu Sestutu - CV01 - Cavalcavia su AS04

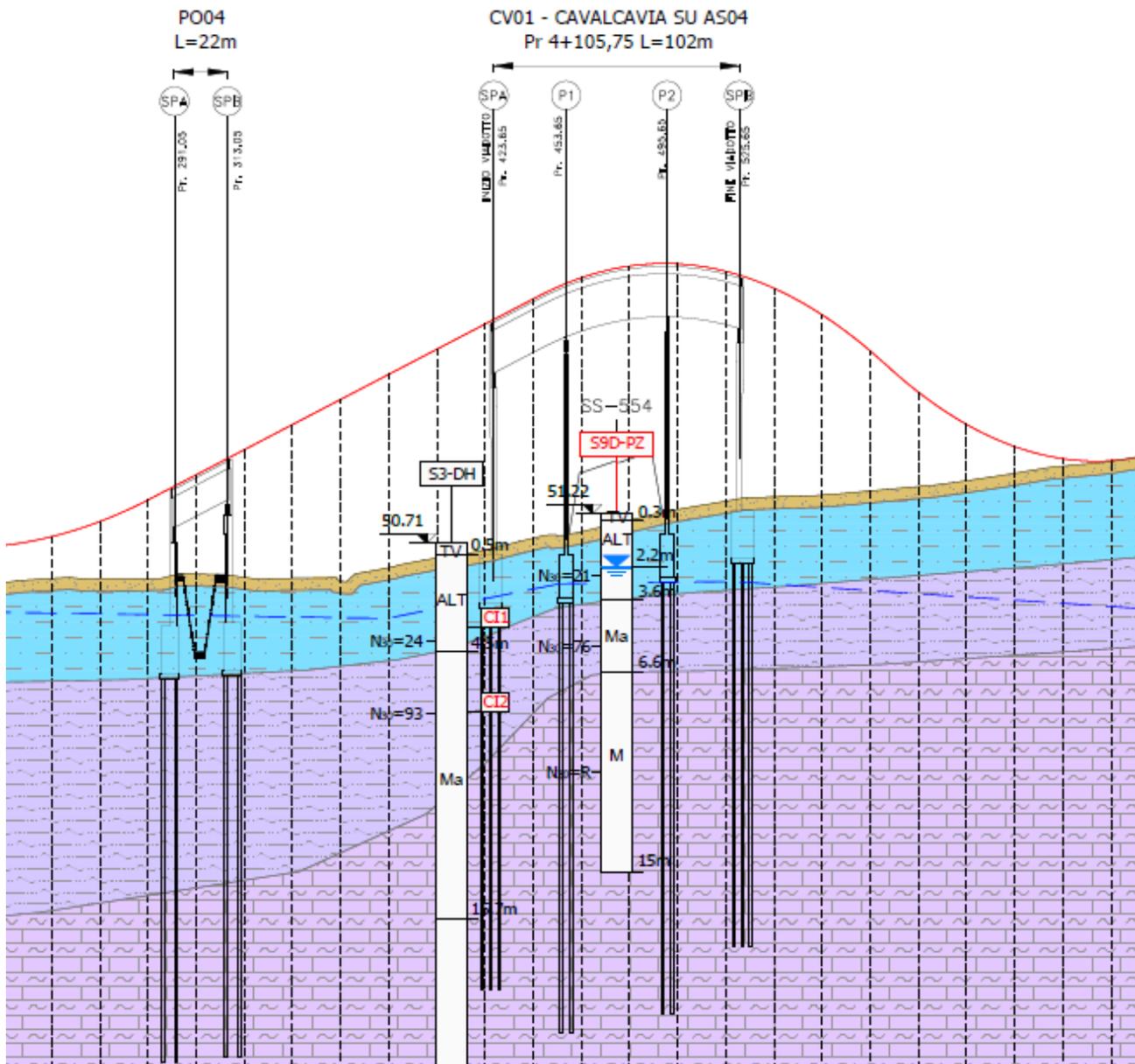
I terreni di fondazione del ponte e del cavalcavia sono stati indagati con i sondaggi S3-DH e S9-PZ. I rapporti tra l'opera e i terreni sono illustrati nella sezione longitudinale riportata nella figura che segue.

I plinti ed i pali di fondazioni del ponte insisteranno nella marna alterata Ma; in profondità i pali si attesteranno nella marna M.

I plinti del cavalcavia poggeranno nel tratto iniziale sulla marna alterata Ma, più avanti sulle alluvioni terrazzate ALT, che ricoprono la marna Ma per spessori di 2-3 m.

I pali saranno realizzate nella marna Ma, M, salvo un limitato tratto iniziale che interesserà le alluvioni ALT.

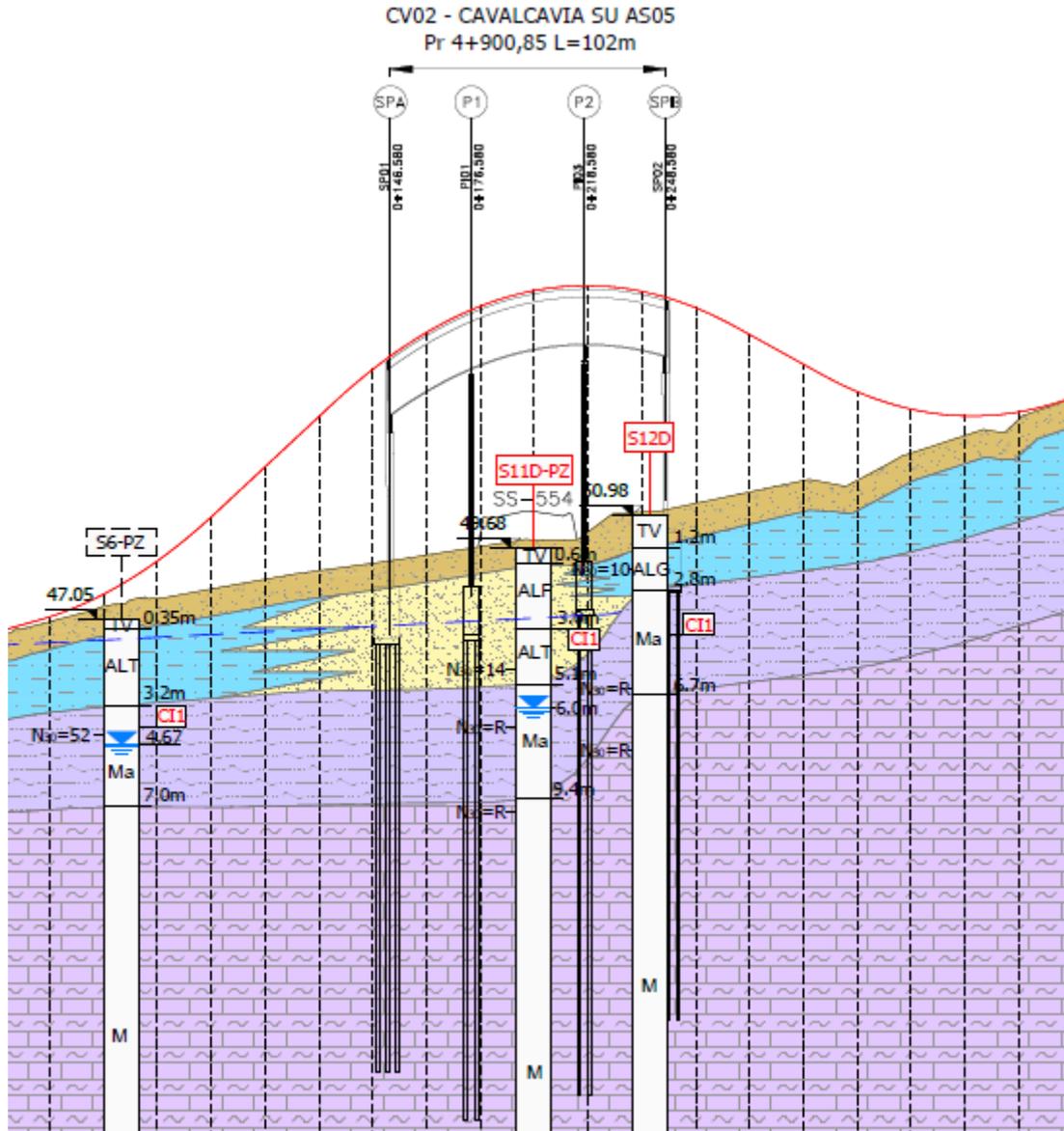
La falda si rinviene a 3 m dal piano di campagna.



Ai fini del dimensionamento dei pali si può fare riferimento ad uno schema che prevede, al di sotto dei plinti, un primo strato di marna alterata Ma di spessore 3 m, seguita dalla marna M. La posizione della falda viene fatta coincidere cautelativamente con il piano di posa dei plinti.

6.1.7 CV02 - Cavalcavia su AS05

I terreni di fondazione del cavalcavia sono stati indagati con i sondaggi S6-PZ, S11-PZ, S12D. I rapporti tra l'opera ed i terreni sono illustrati nello schema che segue.



Quasi tutte le pile poggeranno sulle alluvioni a grana fina ALF di spessore limitato (circa 1,5 m), che ricoprono la marna alterata Ma per spessori di 2-3 m. Solo nel tratto finale i plinti insisteranno direttamente sulla marna alterata Ma. I pali saranno realizzate nella marna Ma, M, salvo un limitato tratto iniziale che interesserà le alluvioni ALF.

Ai fini del dimensionamento dei pali si può fare riferimento ad uno schema che prevede, al di sotto dei plinti, un primo strato di marna alterata Ma di spessore 6 m, trascurando il modesto livello di alluvioni ALF, seguita dalla marna M. La posizione della falda viene fatta coincidere cautelativamente con il piano di posa dei plinti.

| | | |
|---|-----------------------------|---|
| SS554 "Cagliaritana" - Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 | |  |
| CA352 | <i>Relazione Geotecnica</i> | |

6.2 Rilevati

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

La ricostruzione si è basata sui risultati delle campagne di indagini in sito ed è riportata in dettaglio nelle tavole T00GE00GETFG_01 ÷ 06 del Profilo Geotecnico allegate al Progetto.

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

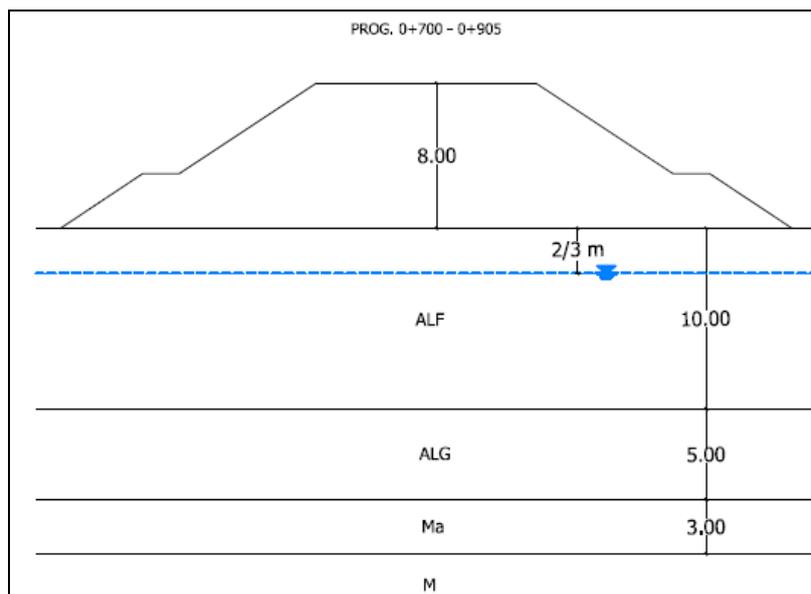
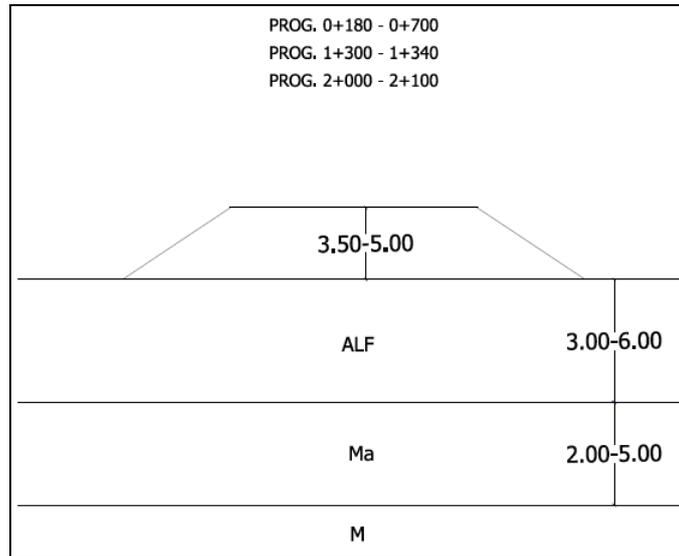
Gli schemi che illustrano i rapporti opere-terreni riportati più avanti sono da ritenersi puramente indicativi dal punto di vista geometrico in termini di dimensione delle opere, spessore dei terreni di fondazione, posizione della falda.

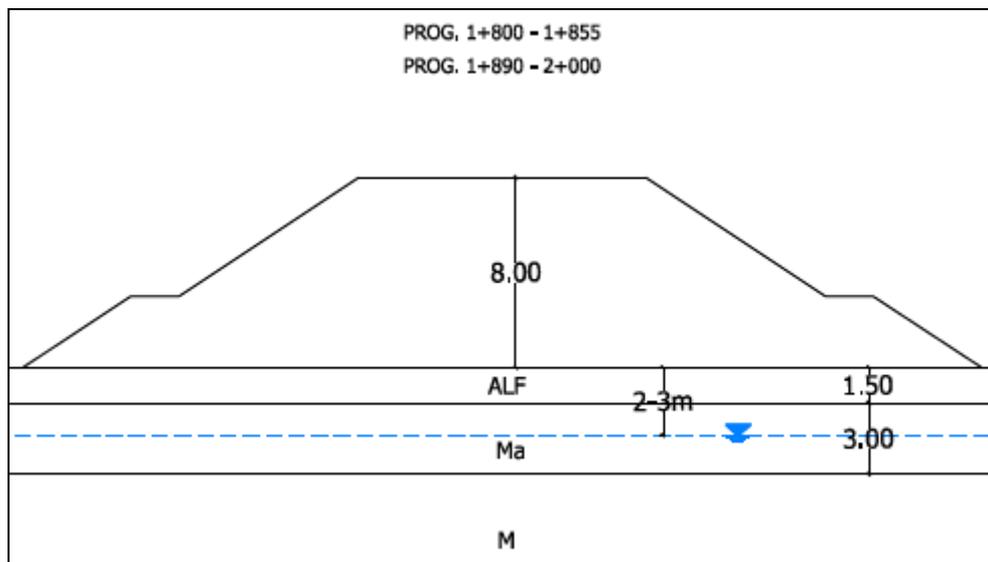
Dal momento che è prevista l'asportazione del terreno agrario e/o dei materiali di riporto presenti a partire dal piano limite, in tutti gli schemi si è omessa la presenza di questi termini.

Una prima situazione presa in esame, illustrata negli schemi sotto riportati, riguarda tratti di rilevato che poggiano sui terreni alluvionali a grana fina ALF. Questi ultimi possono assumere spessori variabili da 1,5 m a 10 m. Al di sotto si rinvia la marna alterata Ma, che assume in genere spessori di 2-5 m. In alcuni tratti i terreni ALF ricoprono le alluvioni a grana grossa ALG. La falda si attesta in genere a profondità di 2-3 dal p.c.. Talora è assente.

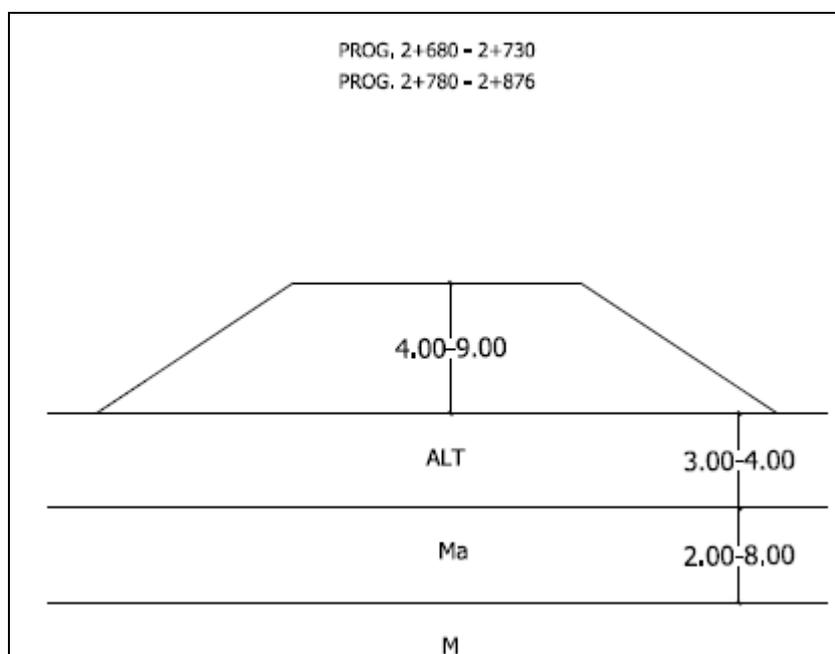
CA352

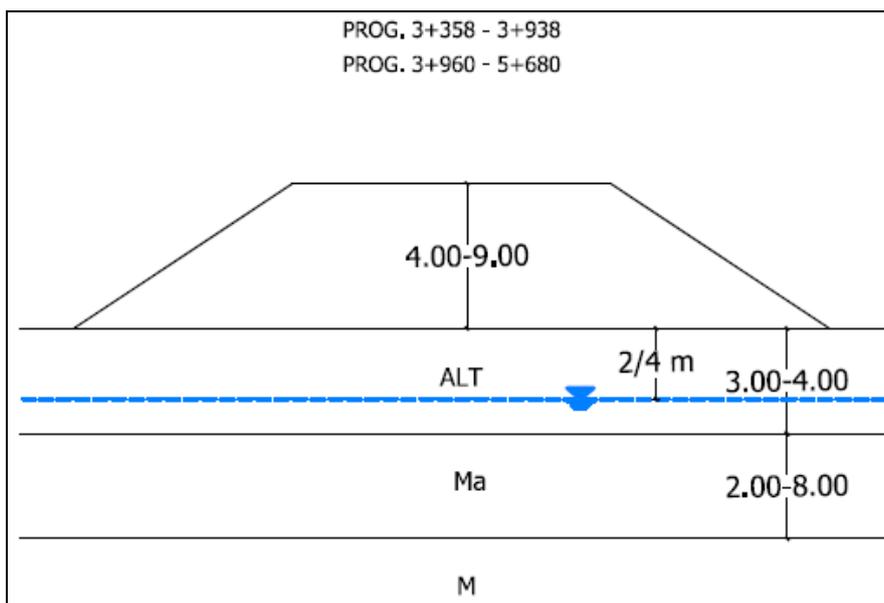
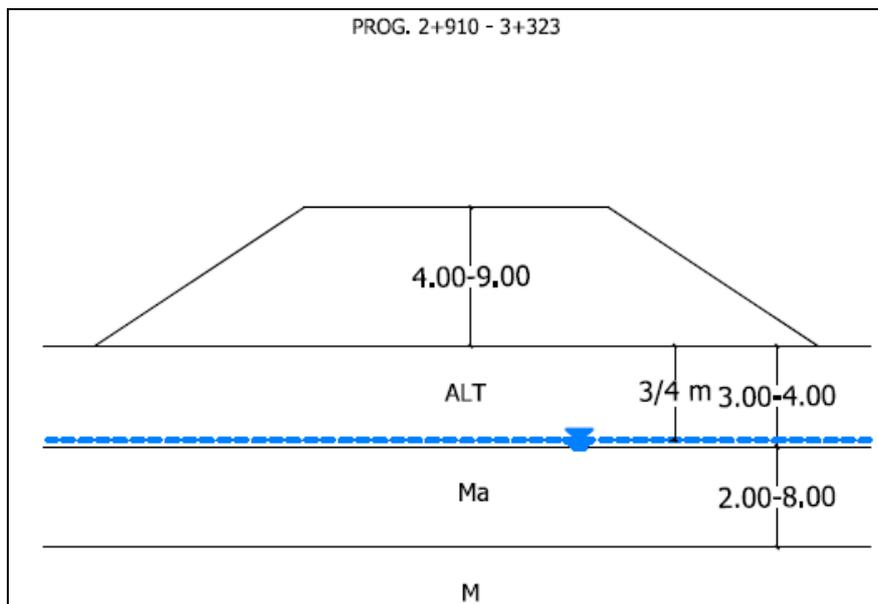
Relazione Geotecnica



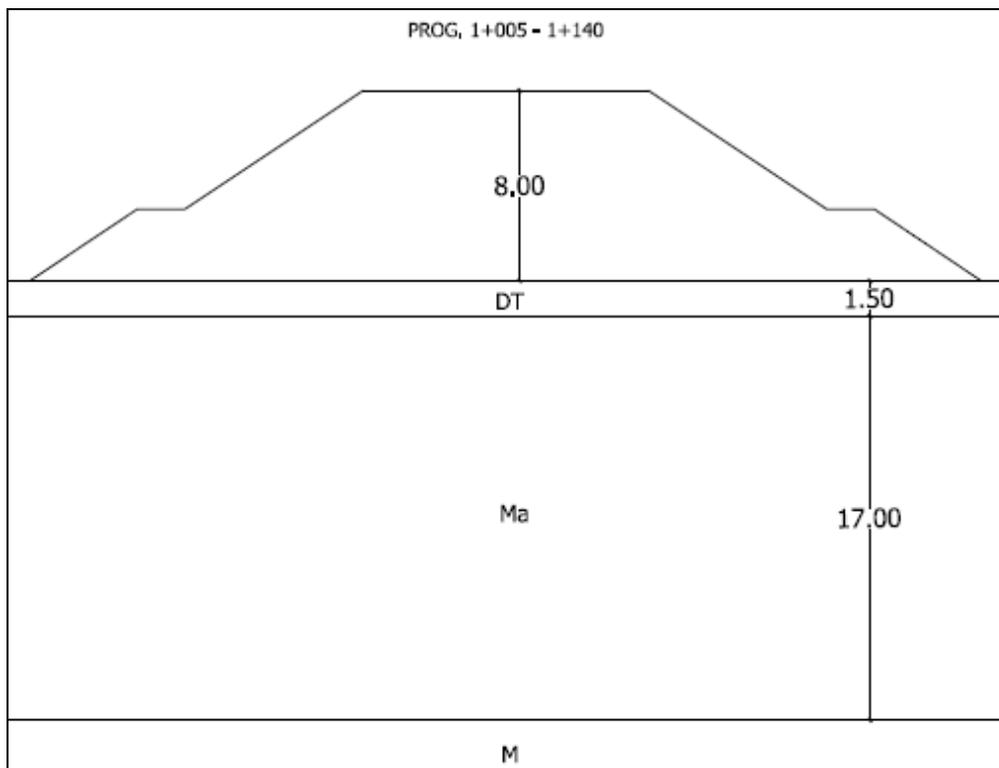


Nel settore mediano del tracciato i rilevati poggiano prevalentemente sulle alluvioni terrazzate ALT, di spessore 3-4 m, a copertura della marna alterata Ma (vedi schemi riportati nelle figure seguenti). La falda si rinviene in genere a profondità di 2-4 dal p.c., ovvero è assente.

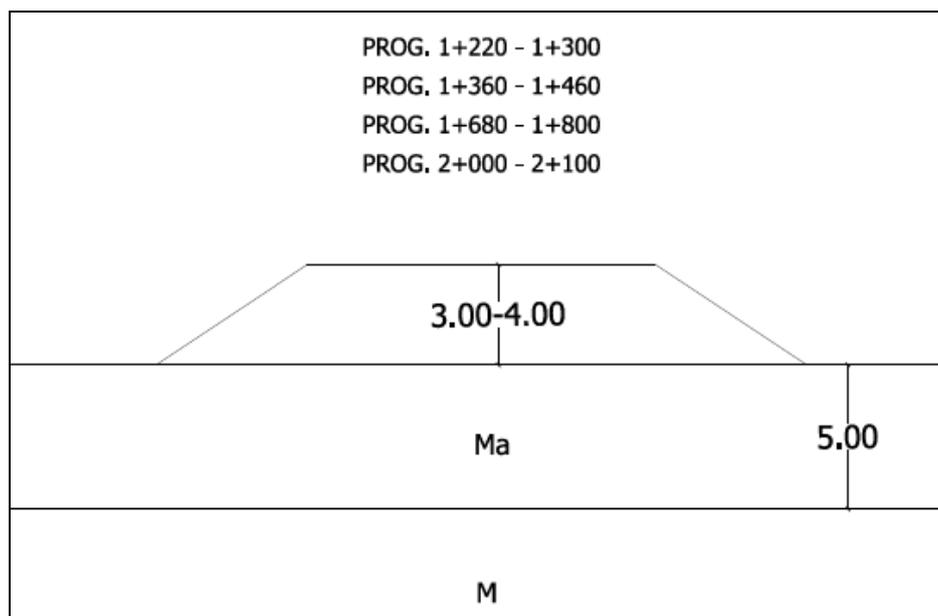




In un tratto limitato di tracciato i rilevati poggeranno sul detrito DT di spessore ridotto (v. schema successivo). La sottostante marna alterata Ma ha uno spessore di 17 m. La falda è assente.

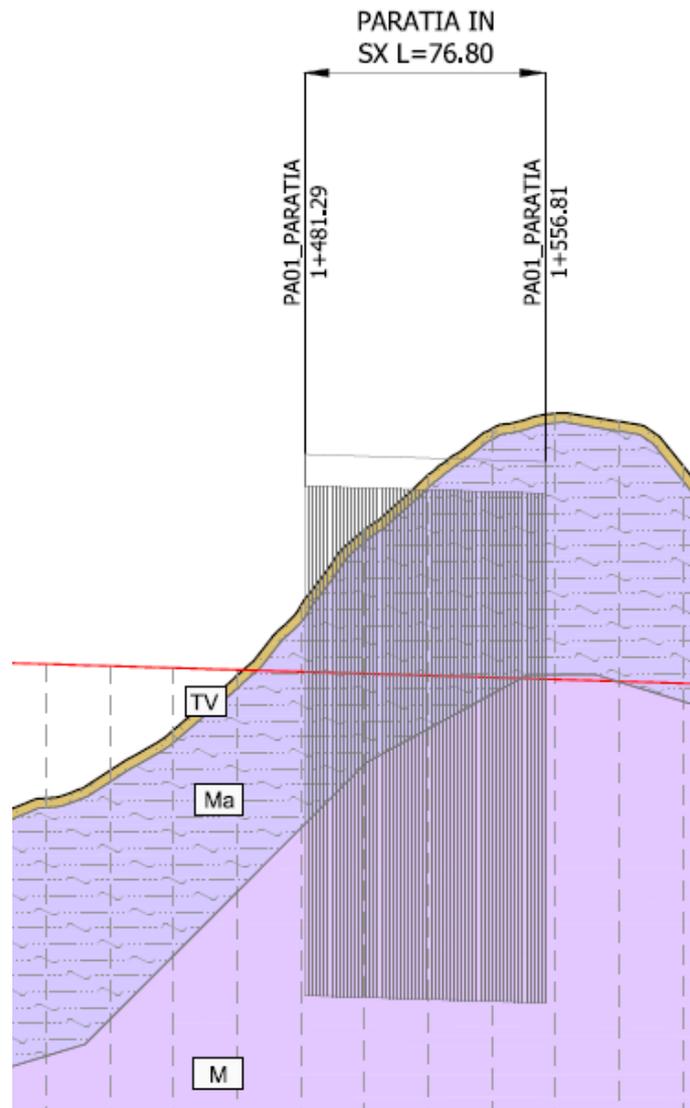


Un ultimo caso si riferisce ai rilevati che poggiano direttamente sulla marna alterata Ma, che assume uno spessore medio di 5 m. Nei tratti indicati la falda non è presente.



6.3 Paratia tra 1+481,29 e 1+556,81

Come illustrato nello stralcio del profilo geotecnico che segue, i pali della paratia saranno realizzati all'interno della marna alterata Ma, che si spinge fino ad una profondità di circa 10 m dal p.c.. Nel tratto finale i pali interesseranno la marna M. Lo studio geologico non evidenzia presenza di falda.



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 e gli interventi per limitare i cedimenti nel tempo.

In relazione alle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, ai rapporti tra questi ultimi e le opere ed ai cariche trasmessi dalle strutture, la scelta delle fondazioni delle le pile e delle spalle dei viadotti, ponti, cavalcavia e sottovia ricade su fondazioni profonde, costituite da pali di c.a. di grande diametro (ϕ 1200 mm). Per il dimensionamento delle strutture di fondazione si è fatto riferimento ai rapporti tra le opere e i terreni descritti in precedenza. I risultati dei calcoli strutturali e geotecnici, corredati da particolari costruttivi, sono riportati per ciascuna opera in specifici elaborati. Nelle tabelle che seguono sono indicati, per le pile, le spalle e i muri andatori di ciascuna opera, il diametro ϕ e la lunghezza L dei pali. Per completezza, si riportano anche le lunghezze dei pali delle opere di sostegno.

| OPERE D'ARTE MAGGIORI | | | | | | | |
|-----------------------------------|------|------|-------------------------|-------------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|
| VIADOTTI PONTI | Asse | WBS | Progressiva spalla 1 | Progressiva spalla 2 | Lunghezza [m] | Pali spalle e pile | Pali muri andatori |
| VI01 - VIADOTTO SINNAI | P | VI01 | 0+905,50 | 1+005,50 | 100 | $\phi=1200$ L=20m | $\phi=1200$ L=20m |
| PO01 - PONTE CANALE | P | PO1 | 1+855 | 1+890 | 35 | $\phi=1200$ L=16m | $\phi=1200$ L=12m |
| PO02 - PONTE RIU FOXI | P | PO02 | 2+876,57 | 2+911,57 | 35 | $\phi=1200$ L=16m | $\phi=1200$ L=12m |
| VI02 - VIADOTTO SU SP15 | P | VI02 | 3+323,50 | 3+358,50 | 35 | $\phi=1200$ L=18m | $\phi=1200$ L=12m |
| PO03 - PONTE Riu Santu Sestutu | P | PO03 | 3+938,25 | 3+960,25 | 22 | $\phi=1200$ L=16m | |
| PO04 - PONTE Riu Santu Sestutu | AS04 | PO04 | 0+291,05 | 0+313,05 | 22 | $\phi=1200$ L=16m | |

| OPERE D'ARTE MINORI | | | | | | | |
|--|---------|------|-------------------------|-------------------------|------------------|----------------------|----------------------|
| CAVALCAVIA | Asse | WBS | Progressiva spalla 1 | Progressiva spalla 2 | Lunghezza [m] | Pali spalle | Pali pile |
| CV01 - CAVALCAVIA SU AS04 Pr 4+105,75 | AP/AS04 | CV01 | 0+423,65 | 0+525,65 | 102 | $\phi=1200$ L=16m | $\phi=1200$ L=18m |

CA352

Relazione Geotecnica

| | | | | | | | |
|---|---------|------|----------|----------|-----|-----------------|-----------------|
| CV02 - CAVALCAVIA SU AS05 Pr 4+900.852 | AP/AS05 | CV02 | 0+146,58 | 0+248.58 | 102 | φ=1200 L=16m | φ=1200 L=18m |
|---|---------|------|----------|----------|-----|-----------------|-----------------|

| SOTTOVIA | Asse | WBS | Progressiva | Lunghezza [m] | Pali |
|----------|---------|------|-------------|---------------|---------------------------|
| ST01 | AP/AS07 | ST01 | 5+460 | 32,6 | φ=1200 i=3.60 L=12m |

| OPERE DI SOSTEGNO | Asse | WBS | Progressiva inizio | Progressiva fine | Lunghezza [m] | Pali |
|-------------------------|------|------|--------------------|------------------|---------------|--------------------------------------|
| Paratia | P | PA01 | 1+481,29 | 1+556,81 | 76,8 | φ=1200 i=1.20 L=16m |
| Muro (Svincolo Flumini) | AS06 | MS01 | 0+363,00 | 0+438,60 | 75,6 | φ=1200 i=3.60 L1=16m L2=12m |

Il numero di pali delle pile, spalle e muri andatori di ciascuna opera maggiore/minore è indicato nella tabella che segue.

| OPERA | N. pali spalla SPA | N. pile | N. pali pile | N. pali spalla SPB | N. pali muri andatori |
|--------------------------------|--------------------|---------|--------------|--------------------|-----------------------|
| VI01 - VIADOTTO SINNAI | 24 | 2 | 8 | 24 | 16 |
| PO01 -PONTE CANALE | 16 | | | 16 | 12 |
| PO02 - PONTE RIU FOXI | 16 | | | 16 | 12 |
| VI02 - VIADOTTO SU SP15 | 18 | | | 18 | 12 |
| PO03 - PONTE Riu Santu Sestutu | 16 | | | 16 | |
| CV01-Cavalcavia_AS04 | 16 | 2 | 18 | 16 | |
| CV02-Cavalcavia_AS05 | 16 | 2 | 18 | 16 | |
| PO04 - PONTE Riu Santu Sestutu | 16 | | | 16 | |

L'apertura degli scavi per raggiungere i piani di posa dei plinti di fondazione procederà con pendenza 1/1. Qualora gli scavi dovessero raggiungere profondità maggiori di 4,5 m si interporranno banchine larghe 1 m oltre i 4 m di profondità 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 terreni di idonee caratteristiche.

Gli spessori di scotico e di bonifica e le indagini di riferimento sono indicati nella tabella che segue.

| Sezioni asse principale | Progressiva asse principale | Spessore scotico [m] | Spessore bonifica [m] | Indagini di riferimento |
|-------------------------|-----------------------------|----------------------|-----------------------|-------------------------|
| 1-46 | 0+000-0+900 | 0,2 | 0,5 | Pz2 |
| 52-58 | 1+020-1+140 | 0,2 | 1,3 | S1-DH, S2D |
| 58-104 | 1+140-2+060 | 0,2 | 0,5 | Pz4D, S3D-DH |
| 104-143 | 2+060-2+840 | 0,2 | 0,5 | S2 |
| 148-154 | 2+940-3+060 | 0,2 | 0,5 | S5D-PZ |
| 154-202 | 3+060-4+020 | 0,2 | 0,8 | S7D-DH, Pz12D, S5-DH |
| 202-220 | 4+020-4+380 | 0,2 | 0,5 | S3-DH, S9D-PZ |
| 220-251 | 4+380-5+000 | 0,2 | 0,8 | Pz15D, Pz7, S11D-PZ |
| 251-268 | 5+000-5+340 | 0,2 | 0,8 | Pz8 |
| 268-298 | 5+340-5+930 | 0,2 | 0,5 | Pz9 |

Spessori di scotico e bonifica

Nei tratti dove rilevati superano un'altezza di 3,5 m sono stati previsti interventi al fine di limitare l'entità dei cedimenti dei terreni di fondazione e garantire tempi di assestamento compatibili con l'ultimazione delle opere.

Dopo avere vagliato diverse ipotesi progettuali, la scelta è ricaduta sull'esecuzione di dreni verticali prefabbricati per accelerare il processo di consolidazione e sulla stesa sul piano di posa del rilevato di una geogriglia con resistenza a trazione maggiore di 50 kN/m e allungamento massimo del 13%.

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

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

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

Specifici calcoli effettuati in funzione dell'altezza dei rilevati e dello spessore dei terreni alluvionali, hanno permesso di definire, laddove necessario, la lunghezza dei dreni funzionale all'entità dei cedimenti dei terreni di fondazione da dissipare nell'arco dei 42 mesi successivi alla costruzione dell'opera.

In definitiva, nei tratti dove è prevista l'installazione di dreni verticali, la costruzione dei rilevati prevede le seguenti fasi.

- Scotico di 20 cm e successiva bonifica.

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

Nei rimanenti tratti in rilevato si prevede solo lo scotico di 20 cm e bonifica secondo quanto indicato in precedenza.

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.

Calcoli preliminari, i cui risultati sono esposti più avanti, mostrano che per i rilevati di altezza maggiore di 3,5 m, in assenza di provvedimenti specifici, l'evoluzione dei cedimenti nel tempo sarebbe tale da non garantire la funzionalità delle opere. Infatti, nell'arco di tempo di 42 mesi dal termine della costruzione delle opere, ovvero sei mesi prima dell'ultimazione di tutti i lavori in progetto, si esaurirebbe solo una percentuale di cedimenti compresa tra il 62% e l'89% del totale stimato, con valori residui in termini assoluti ancora da scontare non compatibili con la funzionalità delle opere.

Al fine di garantire l'appoggio dei rilevati su terreni di idonee caratteristiche si eseguirà una bonifica minima di 50 cm dei terreni di fondazione, previo scotico (20 cm),

Per le opere di altezza maggiore di 3,5 m è stata prevista anche l'installazione di dreni verticali prefabbricati a nastro a partire dal piano di bonifica, disposti a quinconce ad interasse di 1,8 m, su tutta l'area di impronta dei rilevati. Si prevede quindi la stesa di una geogriglia e successivamente di uno strato di anticapillare (50 cm) tra geotessile non tessuto.

Nel calcolo dei cedimenti non si è tenuto conto dello strato di anticapillare, a vantaggio di sicurezza; si è comunque verificato che l'influenza di tale strato sul valore del cedimento totale risulta minima.

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

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

8.1 Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Come mostra il Profilo Geotecnico, i rilevati poggiano nella maggior parte dei casi sui terreni alluvionali ALF/ALT, talora sul detrito DT. Questi a loro volta ricoprono la marna Ma/M.

Dall'analisi dei risultati dalle prove in sito e di laboratorio, comparati con dati di letteratura, si sono ricavati i seguenti parametri utili per il calcolo dei cedimenti.

| Sigla terreno | Indice dei vuoti iniziale e_0 | Coefficiente di comprimibilità C_c | Coefficiente di compressibilità m_v [m ² /N] | Coefficiente di permeabilità k_h [m/s] |
|---------------|---------------------------------|--------------------------------------|---|--|
| DT | 0,90 | 0,22 | 3,3E-06 | 2E-8 |
| ALF/ALT | 0,97 | 0,25 | 3,3E-06 | 3E-10 |
| Ma | 0,75 | 0,20 | 2,2E-07 | - |
| M | 0,70 | 0,12 | 1,0E-08 | - |

Il valore del coefficiente di comprimibilità C_c della marna alterata Ma è stato determinato prendendo in considerazione i campioni a profondità maggiore di 7 m.

In assenza di prove di laboratorio specifiche, ai parametri di deformabilità della marna M sono stati attribuiti valori derivanti dai risultati delle prove pressiometriche.

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 .

8.2 Rilevati presi in esame

Sulla base dell'esame del Profilo Geotecnico e di calcoli preliminari, si sono individuate le sezioni tipo da prendere in esame per il calcolo dei cedimenti ed i tratti di rilevato dove si rende necessario l'impiego di dreni per accelerare il processo di consolidazione dei terreni di fondazione.

I tratti di rilevato oggetto di calcolo dei cedimenti sono indicati nella tabella seguente. Tali tratti sono stati individuati lungo il tracciato come sezioni più critiche, ovvero caratterizzate dalle maggiori altezze di rilevato e dalle condizioni più sfavorevoli riguardo alle caratteristiche dei terreni di fondazione, in particolare, allo spessore S1 delle alluvioni ALF/ALT e del detrito DT. I tratti contraddistinti da (*) sono quelli dove si utilizzeranno i dreni verticali.

| Progressive | H [m] |
|------------------|-------|
| Da 0+180 a 0+700 | 3,5 |
| Da 0+700 a 0+905 | 8 (*) |
| Da 1+005 a 1+140 | 8 (*) |
| Da 1+100 a 1+140 | 3,5 |
| Da 1+300 a 1+360 | 5 (*) |
| Da 2+911 a 3+323 | 9 (*) |
| Da 5+400 a 5+680 | 6 (*) |

Rilevati presi in esame nel calcolo dei cedimenti

Per ciascun tratto, nei calcoli si è considerata un'altezza "media" di rilevato H di poco inferiore a quella massima. Nello specifico, sono stati presi in esame rilevati di altezza "media" H variabile da 3,5 m a 9 m, mentre lo spessore delle alluvioni o del detrito è compreso tra 1,5 m e 15 m.

Gli spessori dei vari strati di terreno che intervengono nei calcoli sono indicati più avanti.

8.3 Calcolo dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è stato sviluppato per le diverse altezze di rilevato e degli spessori dei terreni di fondazione.

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

- 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;
- 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 data da Terzaghi (1923).

Per prevedere l'andamento del cedimento nel tempo, viene utilizzata la teoria della consolidazione, con la quale, noto il cedimento totale 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 seguenti relazioni (Sivaram e Swamee, 1977):

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

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

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

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

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

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

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

con

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

dove:

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

k_h coefficiente di permeabilità in direzione orizzontale;

m_v coefficiente di compressibilità;

γ_w peso specifico dell'acqua;

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

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

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

F coefficiente funzione del rapporto n .

Il valore di d_w (diametro teorico del dreno) per i dreni prefabbricati a nastro si valuta con l'espressione $d_w = 2(a+b)/\pi$ in funzione del suo spessore (b) e della sua larghezza (a). Nel caso in esame, ipotizzando uno spessore di 4 mm ed una larghezza di 150 mm, si ottiene un diametro teorico pari a 121 mm.

Ipotizzando uno strato compressibile, in cui lo spessore h è interessato dai dreni solo per un valore h_1 , il grado di consolidazione medio U_m viene valutato nell'ipotesi che la consolidazione si sviluppi solo radialmente nel tratto h_1 (da valutare tramite U_h) e solo verticalmente nel tratto h_2 (da valutare tramite il grado di consolidazione medio U_m stimato in base alla Teoria di Terzaghi).

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

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

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

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

La formula utilizzata è:

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

dove:

t = tempo di consolidazione;

C_h = coefficiente di consolidazione primaria orizzontale;

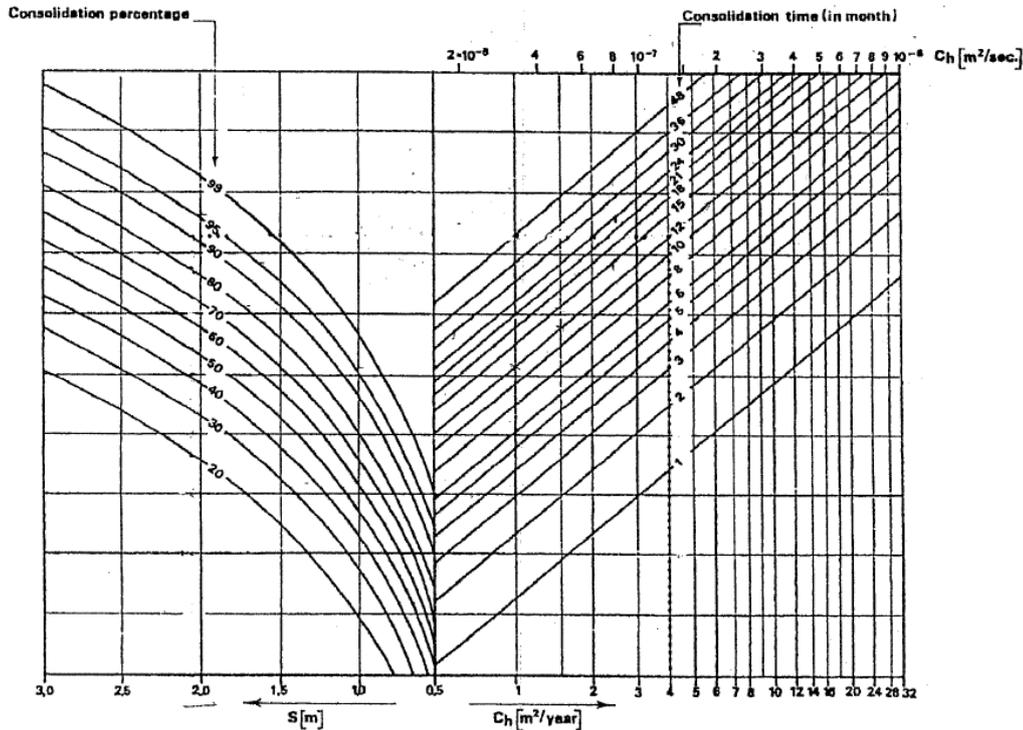
U_h = grado di consolidazione medio;

α = coefficiente numerico dipendente dal rapporto D/d ;

D = diametro del cilindro di terreno influenzato dal dreno;

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

La formula è rappresentata graficamente nella figura che segue.



Nel caso in esame si ha un valore medio di C_h pari a $4 \cdot 10^{-7} m^2/sec$.

Entrando nel grafico con il valore di C_h ed intercettando la curva relativa a 8 mesi, si traccia l'orizzontale fino a rintracciare la curva con percentuale di consolidazione pari a 90%.

L'ascissa di tale punto fornisce il valore medio dell'interasse "i" da adottare, che risulta pari a circa 1,8 m.

8.4 Risultati dei calcoli

Nel seguito si riportano i risultati dei calcoli dei cedimenti, analizzando prima il caso dei rilevati dove non sono necessari interventi e riportando successivamente i calcoli relativi ai casi dove si prevede l'installazione di dreni verticali.

8.4.1 Rilevati senza installazione di dreni

Il calcolo è stato sviluppato prendendo in esame due rilevati di altezza H pari a 3,5 m. Nella tabella che segue sono indicati, per ogni caso, gli spessori (S) degli strati individuati nei terreni di fondazione e la profondità della falda (H_F), la cui posizione è stata dedotta dallo studio geologico.

| Progressive | H [m] | I strato | | II strato | | III strato | | H _F [m] |
|------------------|-------|----------|--------|-----------|--------|------------|--------|--------------------|
| | | Sigla | S1 [m] | Sigla | S2 [m] | Sigla | S3 [m] | |
| Da 0+180 a 0+700 | 3,5 | ALF | 6 | Ma | 5 | M | 19 | - |
| Da 1+100 a 1+140 | 3,5 | DT | 1,4 | Ma | 14,6 | M | 14 | - |

Rilevati senza installazione di dreni - Trattati presi in esame

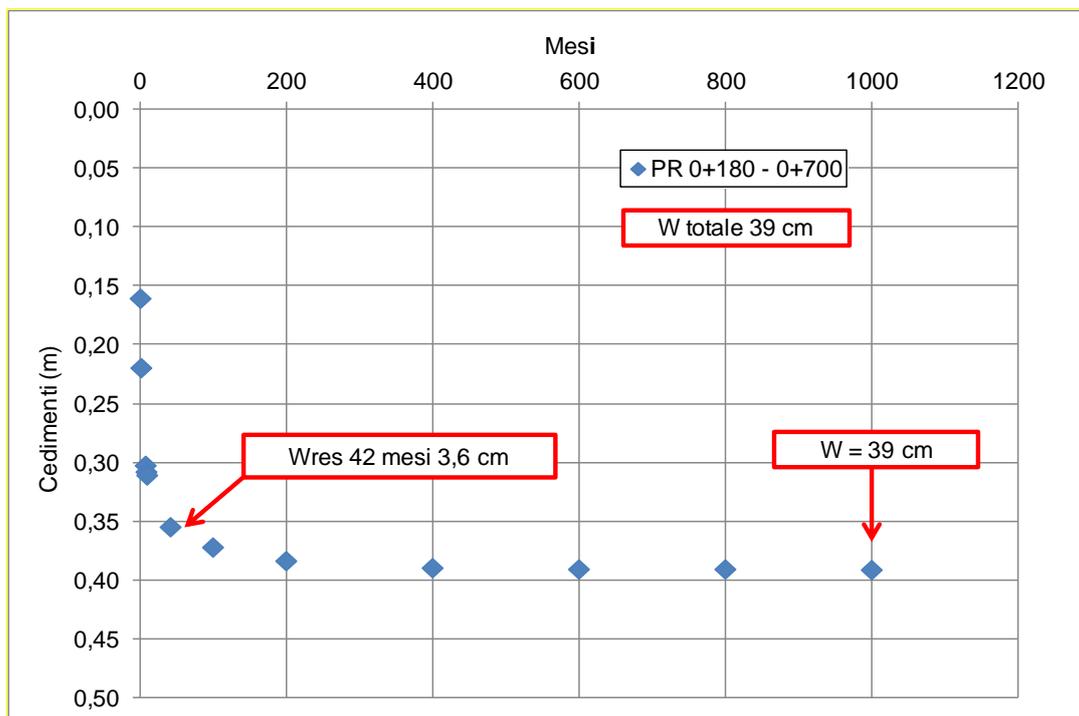
I risultati ottenuti sono riportati nella successiva tabella, dove sono indicati i valori delle grandezze:

- W_{TOT} = cedimento totale;
- %W8 = percentuale di cedimento a 8 mesi sul totale calcolato;
- W8_res = cedimento residuo a 8 mesi;
- %W42 = percentuale di cedimento a 42 mesi (3,5 anni), ovvero poco prima del termine dei lavori;
- W42_res = cedimento residuo a 42 mesi.

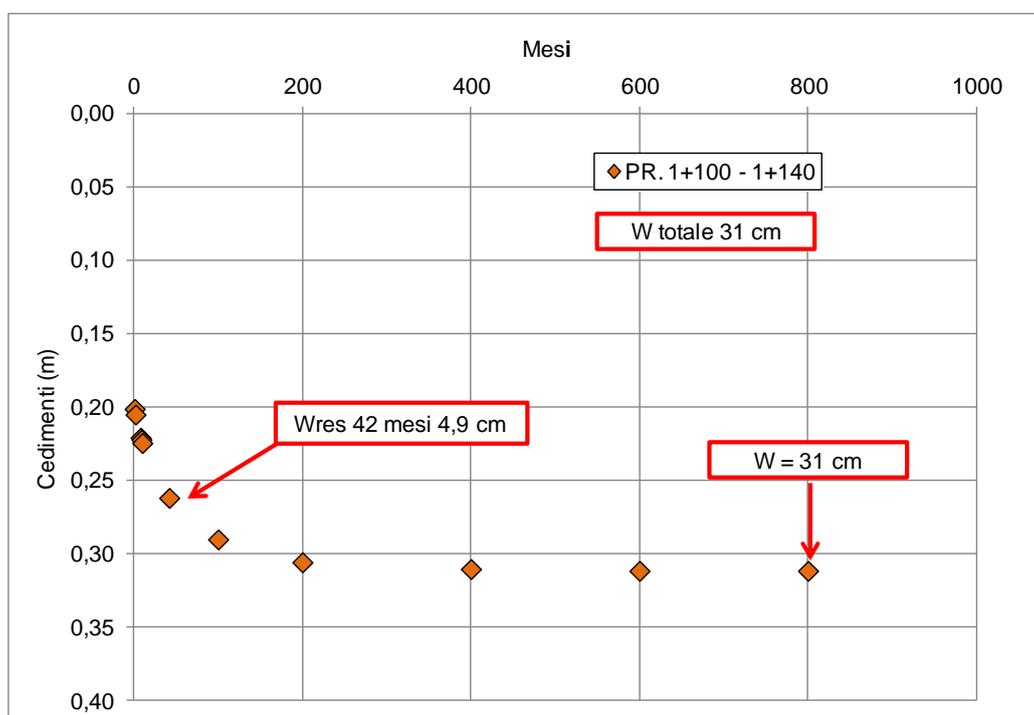
| Progressive | H [m] | W_{TOT} [cm] | %W8 [%] | W8_res [cm] | %W42 [%] | W42_res [cm] |
|---------------------|-------|----------------|---------|-------------|----------|--------------|
| Da 0+180 a 0+700 | 3,5 | 39 | 77 | 8,8 | 91 | 3,6 |
| Da pr 1+100 a 1+140 | 3,5 | 31 | 71 | 9,1 | 84 | 4,9 |

Rilevati senza installazione di dreni - Risultati dei calcoli

L'andamento dei cedimenti nel tempo è illustrato nei grafici che seguono.



Rilevato tra Pr. 0+180–0+700 – Andamento dei cedimenti nel tempo



Rilevato tra Pr. 1+100–1+140 – Andamento dei cedimenti nel tempo

I cedimento totali W_{TOT} sono contenuti entro 39 cm e si esauriscono nell'arco di alcuni decenni. Dopo 8 mesi dall'ultimazione della costruzione del rilevato permangono

cedimenti residui W8_res di circa 9 cm, mentre poco prima dell'ultimazione generale dei lavori (42 mesi) i cedimenti sono limitati a un massimo di 4,9 cm.

Nella tabella successiva si riporta la casistica alla quale possono essere assimilati i rimanenti tratti di rilevato dove non è necessario installare dreni.

| PROGRESSIVA | CASO ASSIMILABILE |
|------------------|---------------------|
| Da 1+680 a 1+800 | v. da 0+180 a 0+700 |
| Da 1+800 a 1+855 | v. da 0+180 a 0+700 |
| Da 1+890 a 2+000 | v. da 0+180 a 0+700 |
| Da 2+000 a 2+100 | v. da 0+180 a 0+700 |
| Da 2+680 a 2+780 | v. da 0+180 a 0+700 |
| Da 3+960 a 5+400 | v. da 0+180 a 0+700 |

8.4.2 Rilevati con dreni

Per i rimanenti tratti di rilevato si prevede l'installazione di dreni verticali prefabbricati a nastro per accelerare il processo di consolidazione.

In una prima fase si è proceduto al calcolo dei cedimenti in assenza di interventi. La tabella che segue mostra i tratti di rilevato presi in esame, l'altezza media dei rilevati considerata nei calcoli (H), gli spessori degli strati individuati nei terreni di fondazione (S) e la profondità della falda (H_F).

| Progressive | H [m] | I strato | | II strato | | III strato | | H_F [m] |
|------------------|-------|----------|--------|-----------|--------|------------|--------|-----------|
| | | Sigla | S1 [m] | Sigla | S2 [m] | Sigla | S3 [m] | |
| Da 0+700 a 0+905 | 8 | ALF | 15 | Ma | 3 | M | 12 | 2,5 |
| Da 1+005 a 1+140 | 8 | DT | 1,5 | Ma | 17 | M | 11,5 | 6 |
| Da 1+300 a 1+360 | 5 | ALF | 3 | Ma | 8 | M | 19 | 6 |
| Da 2+911 a 3+323 | 9 | ALT | 3 | Ma | 8 | M | 19 | 5 |
| Da 5+400 a 5+680 | 6 | ALT | 3 | Ma | 4 | M | 23 | 6 |

Rilevati con installazione di dreni - Tratti presi in esame

Sviluppando i calcoli, si sono ottenuti i valori indicati sotto.

| Progressive | H [m] | L [m] | W _{TOT} [cm] | %W8 [%] | W8_res [cm] | %W42 [%] | W42_res [cm] |
|------------------|-------|-------|-----------------------|---------|-------------|----------|--------------|
| Da 0+700 a 0+905 | 8 | 15 | 95 | 58 | 39 | 89 | 8 |
| Da 1+005 a 1+140 | 8 | 15 | 62 | 46 | 28 | 62 | 24 |
| Da 1+300 a 1+360 | 5 | 10 | 53 | 62 | 33 | 80 | 11 |
| Da 2+911 a 3+323 | 9 | 18 | 91 | 52 | 49 | 73 | 26 |
| Da 5+400 a 5+680 | 6 | 13 | 58 | 63 | 23 | 77 | 14 |

Risultati del calcolo dei cedimenti in assenza dei dreni

Ad 8 mesi dall'ultimazione della costruzione dei rilevati, in assenza di interventi per accelerare il processo di consolidazione dei terreni di fondazione, si manifesterebbe tra il 46% e il 63% circa dei cedimenti stimati con il calcolo. La percentuale passerebbe al 62% - 89% dopo 42 mesi, con un residuo ancora da scontare che in termini assoluti varia tra 8 cm e 26 cm, non compatibile con la funzionalità delle opere.

La soluzione per diminuire i tempi di consolidazione è stata individuata nell'installazione di dreni verticali a nastro prefabbricati. La soluzione è stata estesa al rilevato tra le progressive 0+700 m e 0+905 m, sebbene in presenza di cedimenti residui di minore entità, in considerazione della notevole altezza media dell'opera (H = 8 m).

La lunghezza dei dreni varia da 10 m per i tratti di rilevato alti mediamente 5 m a 18 m per i rilevati di maggiore altezza "media" (9 m).

I risultati dei calcoli dei cedimenti in presenza dei dreni sono riportati nella tabella che segue.

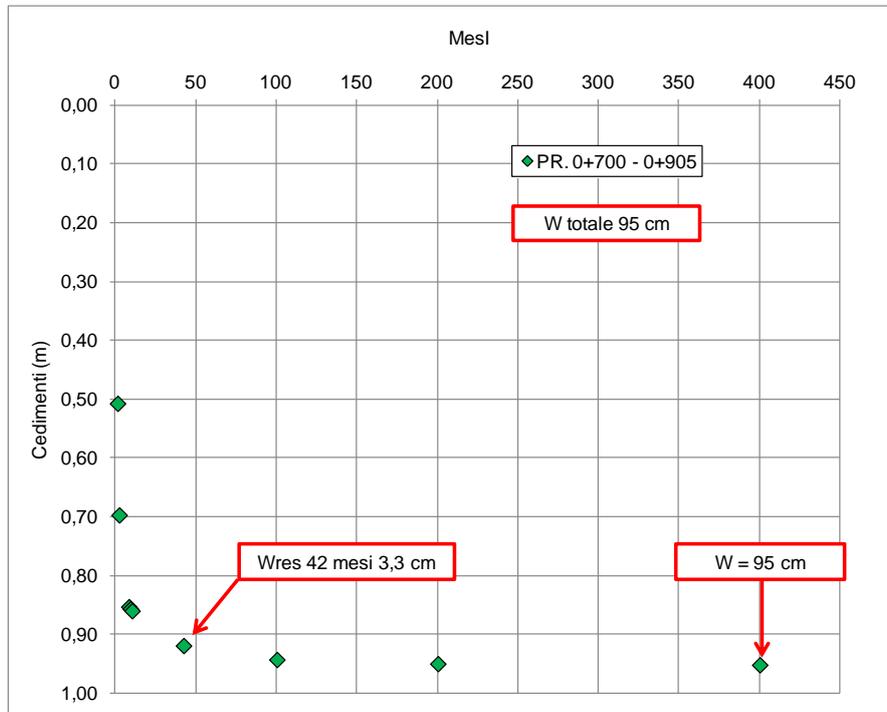
| Progressive | H [m] | L [m] | W _{TOT} [cm] | %W8 [%] | W8_res [cm] | %W42 [%] | W42_res [cm] | %Cons42 [%] |
|------------------|-------|-------|-----------------------|---------|-------------|----------|--------------|-------------|
| Da 0+700 a 0+905 | 8 | 15 | 95 | 90 | 9,9 | 92 | 3,3 | 100 |
| Da 1+005 a 1+140 | 8 | 15 | 62 | 88 | 7,2 | 92 | 4,7 | 100 |
| Da 1+300 a 1+360 | 5 | 10 | 53 | 87 | 7,1 | 92 | 4,6 | 100 |
| Da 2+911 a 3+323 | 9 | 18 | 91 | 92 | 7,7 | 95 | 4,8 | 100 |
| Da 5+400 a 5+680 | 6 | 13 | 58 | 89 | 6,2 | 92 | 4,7 | 100 |

Risultati del calcolo dei cedimenti in presenza dei dreni

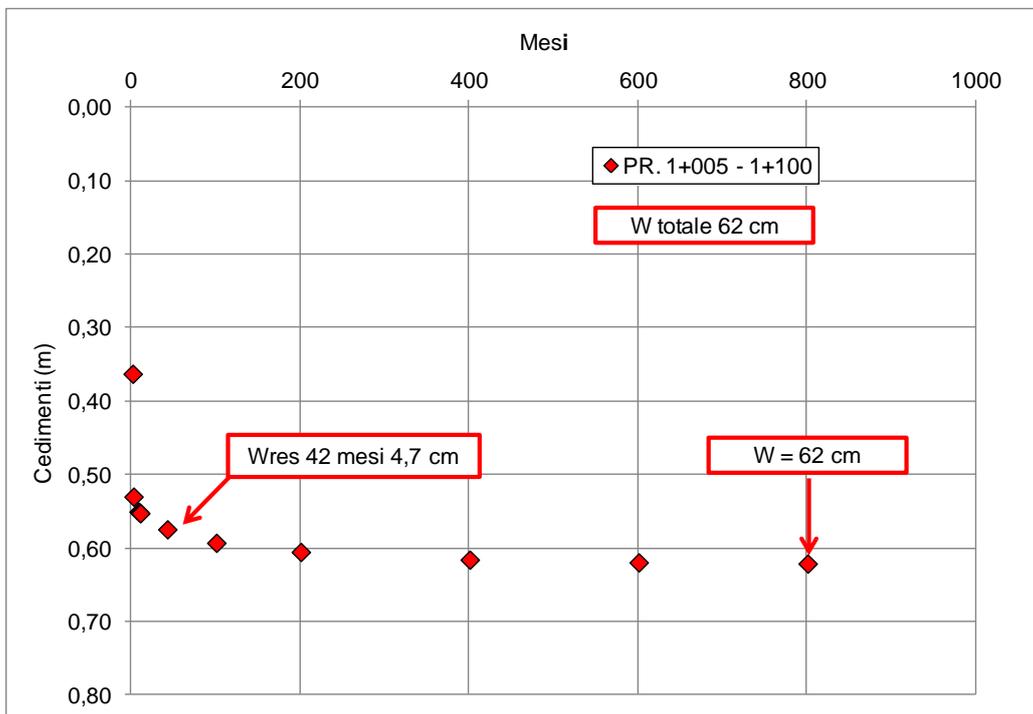
L'installazione dei dreni permette di contenere in 4,8 cm il massimo valore del cedimento residuo dei terreni di fondazione dei rilevati a 42 mesi dall'ultimazione della costruzione dei rilevati.

A 42 mesi la percentuale di consolidazione degli strati di terreno interessati dai dreni (%Cons42) è pari al 100%, cioè lungo tali strati i cedimenti sono praticamente esauriti. Di conseguenza, i cedimenti residui sono da imputare del tutto agli strati di terreno sottostanti (argille Ma, M).

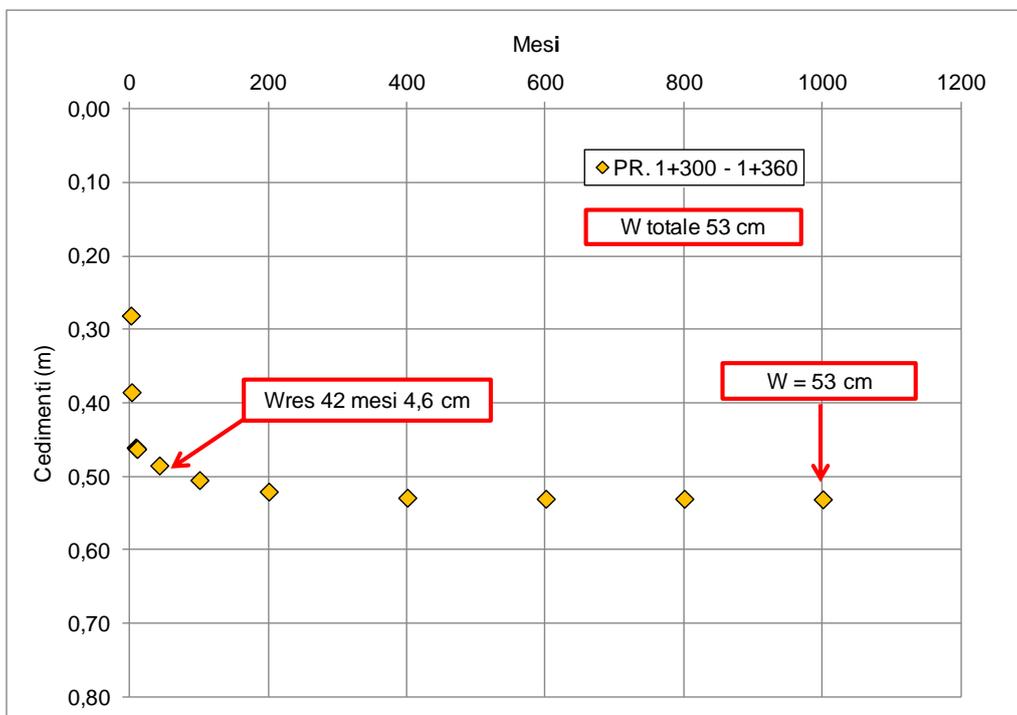
Questo implica che i cedimenti residui, che si esauriranno in un arco di tempo molto lungo, interesseranno terreni molto profondi e di conseguenza si risentiranno in superficie in maniera ridotta, senza pregiudicare la funzionalità delle opere. E' stato calcolato che i cedimenti si esauriscono nell'arco di alcuni decenni seguendo una curva con andamento asintotico, come mostrato nei grafici che seguono, che illustrano l'andamento dei cedimenti nel tempo.



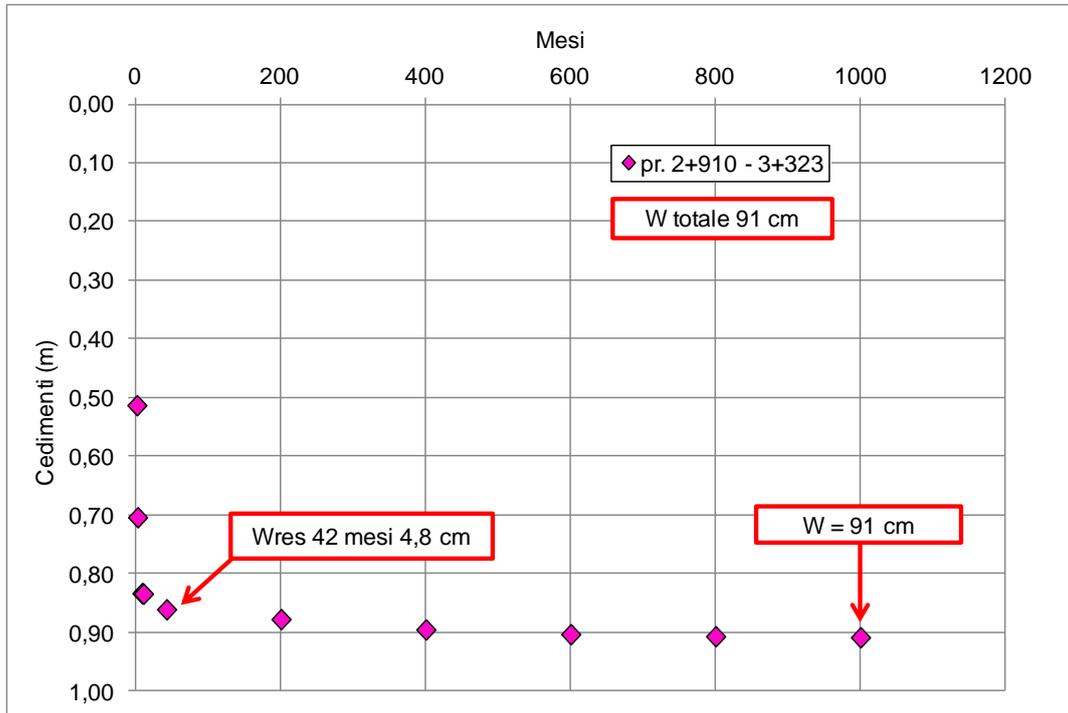
Rilevato tra Pr. 0+700-0+905 – Andamento dei cedimenti nel tempo



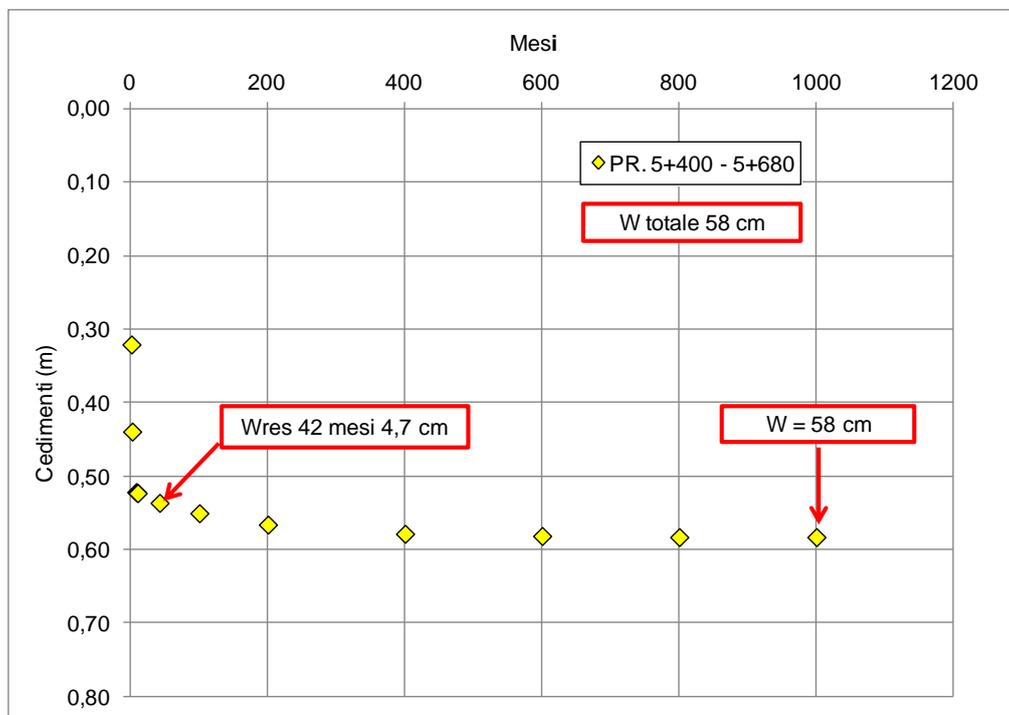
Rilevato tra Pr. 1+005-1+100 – Andamento dei cedimenti nel tempo



Rilevato tra Pr. 1+300-1+360 – Andamento dei cedimenti nel tempo



Rilevato tra Pr. 2+910-3+323 – Andamento dei cedimenti nel tempo



Rilevato tra Pr. 5+400-5+680 – Andamento dei cedimenti nel tempo

Nella tabella che segue si riporta la casistica alla quale possono essere assimilati i rilevati non presi in esame nei calcoli, per i quali non è necessario l'impiego di dreni.

| Tratto | Calcolo di riferimento | Lunghezza dreni [m] |
|------------------|------------------------|---------------------|
| Asse principale | | |
| Da 1+780 a 1+855 | v. da 0+700 a 0+905 | 15 |
| Da 1+890 a 2+000 | v. da 0+700 a 0+905 | 15 |
| Da 2+780 a 2+876 | v. da 1+005 a 1+140 | 15 |
| Da 3+358 a 3+540 | v. da 1+005 a 1+140 | 15 |
| Da 3+540 a 3+938 | v. da 1+300 a 1+360 | 10 |
| Svincoli | | |
| Da 0+020 a 0+100 | v. da 2+911 a 3+323 | 18 |
| Da 0+078 a 0+164 | v. da 2+911 a 3+323 | 18 |
| Cavalcavia | | |
| Da 0+313 a 0+423 | v. da 0+700 a 0+905 | 15 |
| Da 0+525 a 0+590 | v. da 0+700 a 0+905 | 15 |
| Da 0+090 a 0+146 | v. da 0+700 a 0+905 | 15 |
| Da 0+248 a 0+300 | v. da 0+700 a 0+905 | 15 |

8.5 Verifica della geogriglia

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

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

- altezza rilevato $H = 3,5 \div 9$ m;
- peso dell'unità di volume saturo del materiale del rilevato $\gamma_{\text{sat}} = 2.000$ kg/m³;
- modulo di Young del materiale del rilevato $E = 50$ MPa;
- coefficiente di Poisson del materiale del rilevato $\nu = 0,35$;
- angolo di resistenza a taglio del materiale del rilevato $\Phi = 35^\circ$;
- coefficiente di spinta laterale a riposo $K_0 = 0,43$ funzione dell'angolo di resistenza a taglio;
- carico dovuto alla pavimentazione ed al traffico veicolare $Q_{\text{pav+traff}} = 1770 \div 2651$ kg/m².

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

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

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

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

$$\varepsilon_h = 0,4 \div 1,2 \%$$

ai quali corrispondono geogriglie con intervallo di resistenza tra 60 e 150 kN.

Nella tabella che segue si riportano, per ciascun tratto in rilevato dove saranno installati dreni, la lunghezza dei dreni, il valore della resistenza a trazione della geogriglia e la voce di prezzo della medesima geogriglia.

| n | Progressiva | Lunghezza dreni [m] | Resistenza a trazione geogriglia [kN/m] | Geogriglia (voce prezziario E.01.040) |
|----|------------------|---------------------|---|---------------------------------------|
| 1 | Da 0+700 a 0+905 | 15 | 80 | (E.01.040.e) |
| 2 | Da 1+005 a 1+140 | 15 | 80 | (E.01.040.e) |
| 3 | Da 1+300 a 1+360 | 10 | 60 | (E.01.040.d) |
| 4 | Da 1+780 a 1+855 | 15 | 80 | (E.01.040.e) |
| 5 | Da 1+890 a 2+000 | 15 | 80 | (E.01.040.e) |
| 6 | Da 2+780 a 2+876 | 15 | 80 | (E.01.040.e) |
| 7 | Da 2+911 a 3+323 | 18 | 150 | (E.01.040.f) |
| 8 | Da 3+358 a 3+540 | 15 | 80 | (E.01.040.e) |
| 9 | Da 3+540 a 3+938 | 10 | 60 | (E.01.040.d) |
| 10 | Da 5+400 a 5+680 | 13 | 80 | (E.01.040.e) |

Interventi nei rilevati lungo l'asse principale - Lunghezza dreni e tipologia geogriglia

| n | Progressiva | Lunghezza dreni [m] | Resistenza a trazione geogriglia [kN/m] | Geogriglia (voce prezziario E.01.040) |
|----------|------------------|---------------------|---|---------------------------------------|
| Rampa BI | Da 0+020 a 0+100 | 18 | 150 | (E.01.040.f) |
| Rampa AU | Da 0+078 a 0+164 | 18 | 150 | (E.01.040.f) |

Interventi nei rilevati in corrispondenza degli svincoli - Lunghezza dreni e tipologia geogriglia

| n | Progressiva | Lunghezza dreni [m] | Resistenza a trazione geogriglia [kN/m] | Geogriglia (voce prezziario E.01.040) |
|------|------------------------|---------------------|---|---------------------------------------|
| CV01 | Da 0+313,05 a 0+423,64 | 15 | 80 | (E.01.040.e) |
| CV01 | Da 0+525,65 a 0+590,00 | 15 | 80 | (E.01.040.e) |
| CV02 | Da 0+090,00 a 0+146,58 | 15 | 80 | (E.01.040.e) |
| CV02 | Da 0+248,58 a 0+300,00 | 15 | 80 | (E.01.040.e) |

Interventi nei rilevati lungo i cavalcavia - Lunghezza dreni e tipologia geogriglia

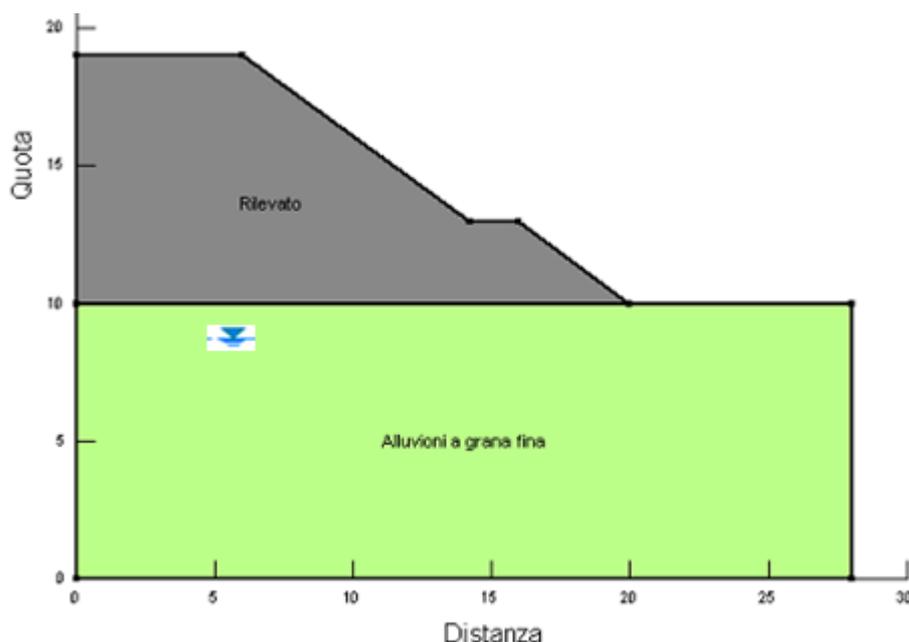
9 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale hanno riguardato i tratti in rilevato e in trincea e gli scavi provvisori per raggiungere il piano di posa dei plinti dei viadotti.

9.1 Schemi fisici di riferimento

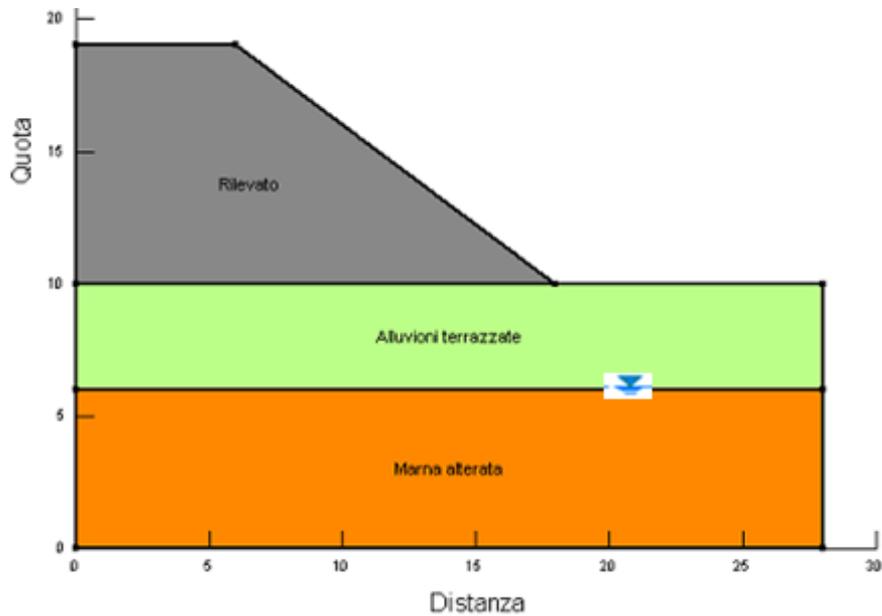
Sono stati esaminati i seguenti casi.

- Il rilevato di massima altezza $H = 9$ m, che poggia sulle alluvioni a grana fina ALF di maggiore spessore (progr. 0+900). Nello schema di calcolo, illustrato nella figura sotto, le alluvioni ALF hanno uno spessore di 10 m, mentre il sottostante livello di alluvioni ALG non è influente ai fini dei calcoli. La falda è a una profondità di 2,5 m dal piano di campagna.



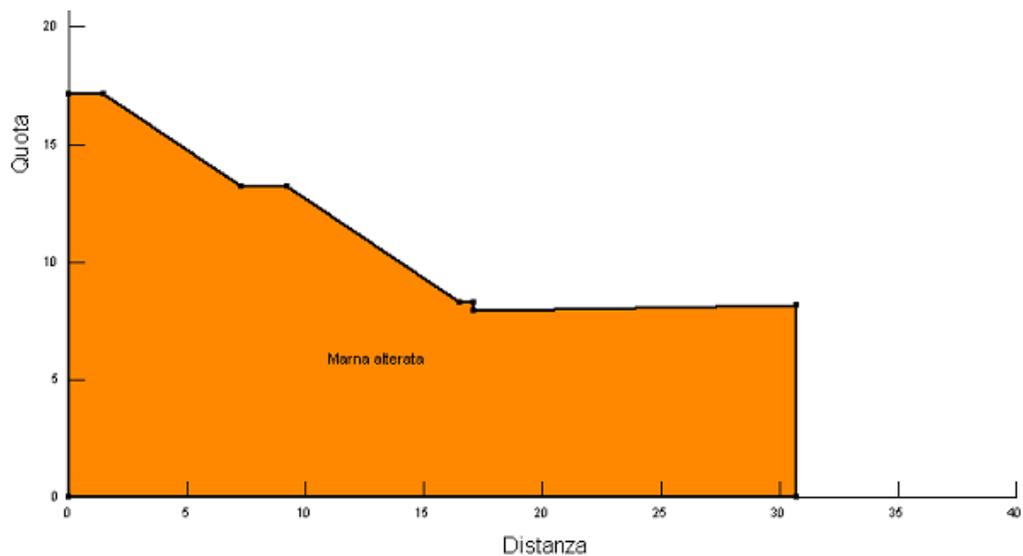
Rilevato alla progressiva 0+900 - Schema fisico di riferimento

- Il rilevato di massima altezza $H = 9$ m, che poggia sulle alluvioni terrazzate ALT di maggiore spessore (progr. 3+200). Nello schema di calcolo (v. figura successiva) le alluvioni ALT hanno uno spessore di 4 m e poggiano sulla marna alterata Ma. La falda è a una profondità di 4 m dal piano di campagna.



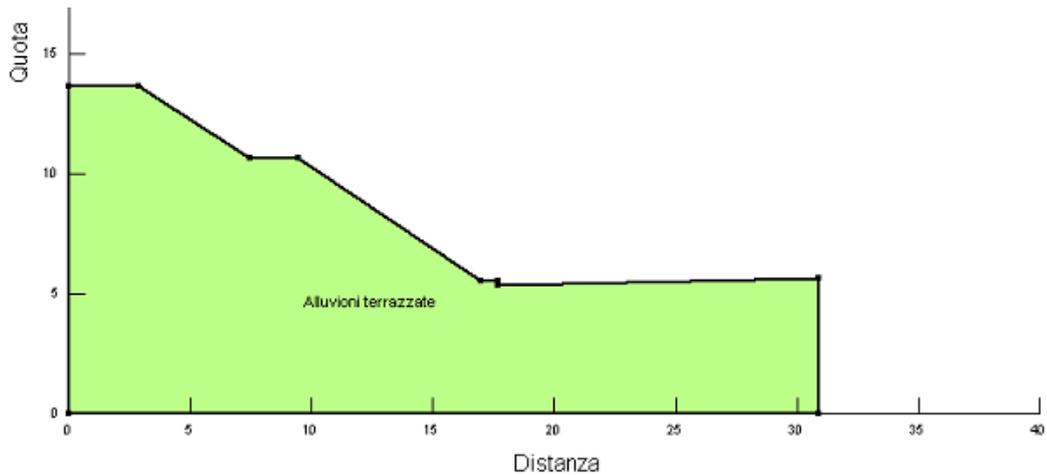
Rilevato alla progressiva 3+200 - Schema fisico di riferimento

- La trincea alla progressiva 1+580 m. Gli scavi raggiungeranno una profondità di 7,5 m e saranno aperti nella marna alterata Ma (v. schema sotto). Non è presente falda.



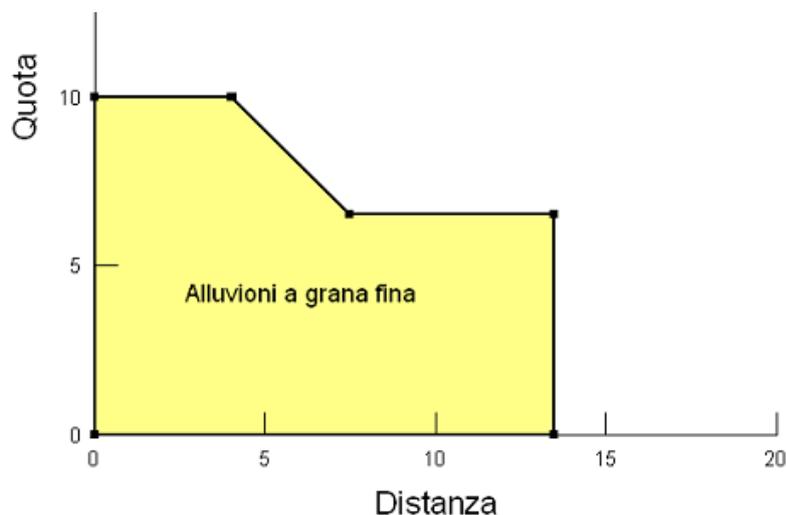
Trincea alla progressiva 1+580 - Schema fisico di riferimento

- La trincea alla progressiva 2+400 m. Gli scavi raggiungeranno la profondità massima (8,9 m) e saranno aperti nelle alluvioni terrazzate ALT e nella marna alterata Ma. A vantaggio di sicurezza è stata ipotizzata la presenza dei soli termini ALT (v. schema seguente). Non è presente falda.



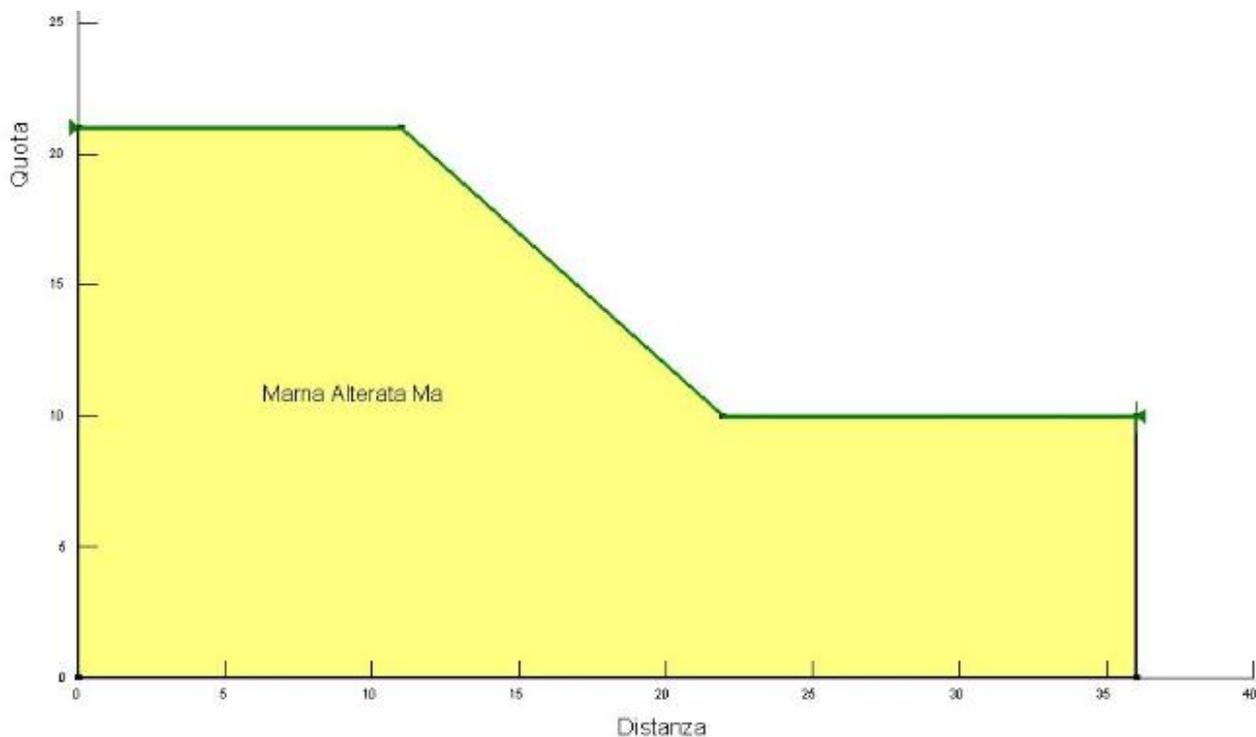
Trincea alla progressiva 2+400 - Schema fisico di riferimento

- gli scavi provvisionali per raggiungere il piano di posa delle pile e delle spalle dei viadotti. Sono state prese in esame le situazioni più critiche in dipendenza della massima profondità di scavo e della natura dei terreni. In particolare, è stata esaminata la stabilità a breve termine degli scavi in corrispondenza della pila P2 del Ponte Rio Foxi, che raggiungono una profondità di 3,5 m e che saranno aperti all'interno delle alluvioni a grana fina ALF (v. sotto).



Scavo provvisorio per le fondazioni della pila P2 del Ponte Rio Foxi - Schema fisico di riferimento

- gli scavi provvisionali per raggiungere il piano di posa del muro di sostegno AS06 - Rampa svincolo Flumini. Gli scavi saranno aperti all'interno della marna alterata Ma, come mostrato nella figura che segue.



*Scavo provvisorio per il piano di posa del muro di sostegno AS06 - Rampa svincolo Flumini. -
Schema fisico di riferimento*

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), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del D.M. 17.01.2018.

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

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente Parziale 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> | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 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_γ | 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)

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

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

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

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

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

dove:

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

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

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

con a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito, g accelerazione di gravità e 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

I terreni di fondazione delle opere prese in esame ricadono tutti nella Categoria di suolo B, ad eccezione del rilevato alla Progr. 0+900 che poggia su terreni alluvionali a grana fina ALF di Categoria E. Entrambi le categorie sono caratterizzate dal medesimo coefficiente di riduzione β_s .

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

- ❖ per il rilevato alla Progr. 0+900 (Categoria di suolo E):
 - $k_h = 0,024$;
 - $k_v = 0,012$;
- ❖ per il rilevato alla Progr. 3+200 (Categoria di suolo B):
 - $k_h = 0,014$;
 - $k_v = 0,007$.

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.

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

Alluvioni ALF / ALT

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $c' = 16,4 \text{ kPa}$; $\varphi' = 29,7^\circ$; $c_u = 80 \text{ kPa}$.

Marna alterata Ma

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $c' = 29 \text{ kPa}$; $\varphi' = 28,1^\circ$; $c_u = 223 \text{ kPa}$.

I materiali che costituiscono il rilevato possono essere caratterizzati 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 AASHTO Standard:

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0 - 10 \text{ kPa}$; $\varphi' = 35^\circ$.

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

Alluvioni ALF / ALT

$c' = 13 \text{ kPa}$; $\varphi' = 22^\circ$; $c_u = 98,6 \text{ kPa}$

Marna alterata Ma

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

Rilevato stradale

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

9.5 Risultati delle verifiche

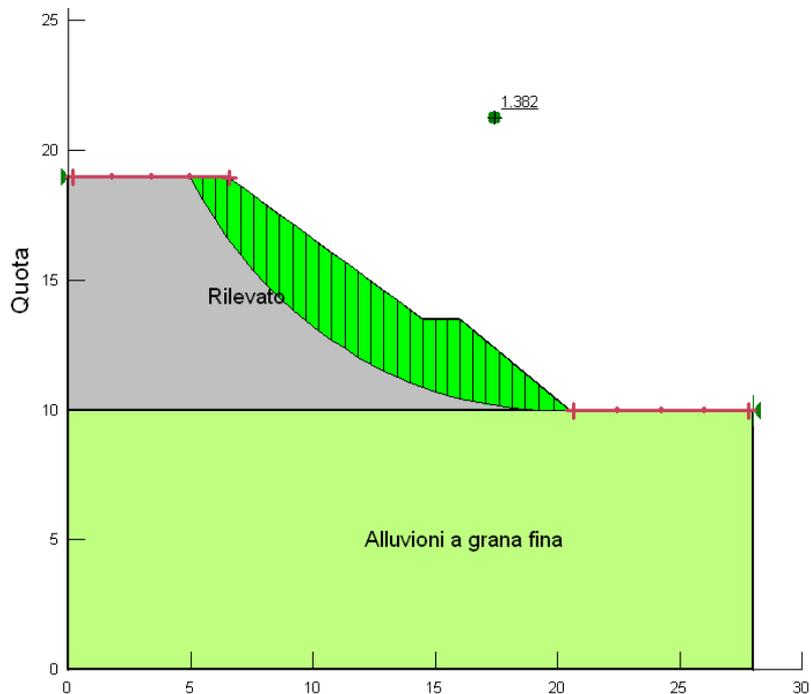
9.5.1 Rilevati

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

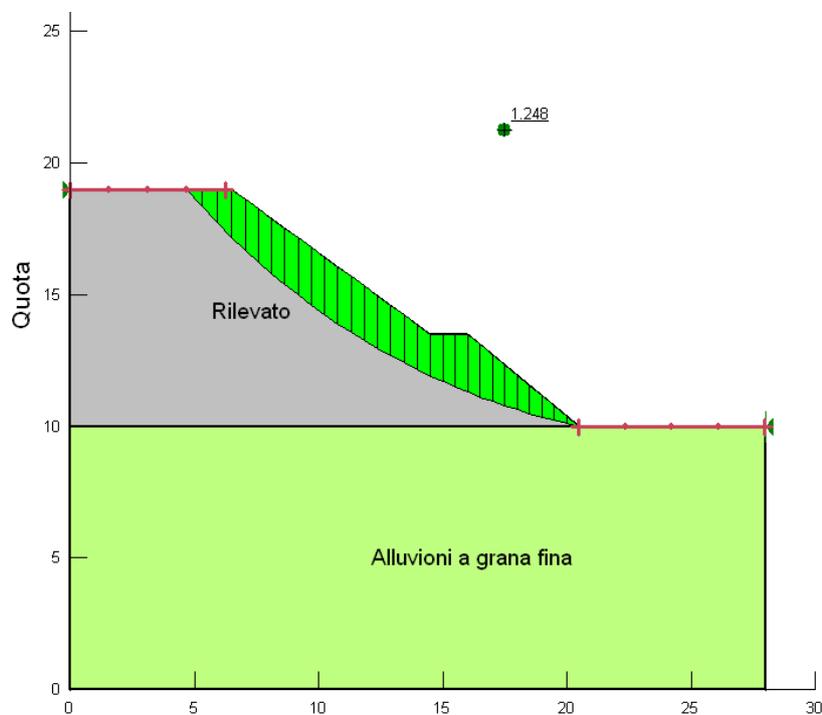
| Sezione di Calcolo | Fmin | |
|--------------------|--------------------|--------------------|
| | Condizione statica | Condizione sismica |
| Rilevato 0+900 | 1,38 | 1,25 |
| Rilevato 3+200 | 1,19 | 1,16 |

Si osserva che F_{\min} risulta sempre maggiore del valore minimo stabilito dalla Normativa, pari a 1,1.

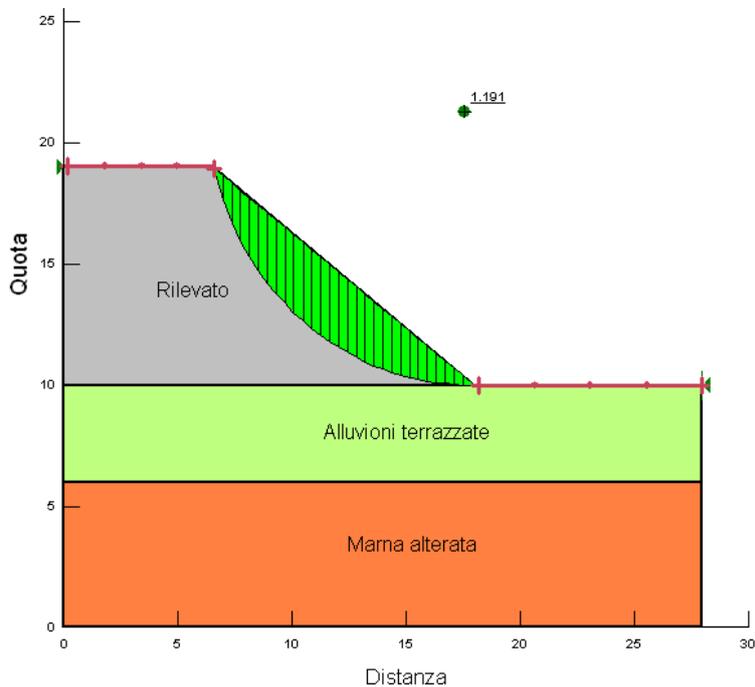
Nelle figure che seguono si riporta la traccia della superficie di scorrimento per la quale si è ottenuto il coefficiente di sicurezza minimo.



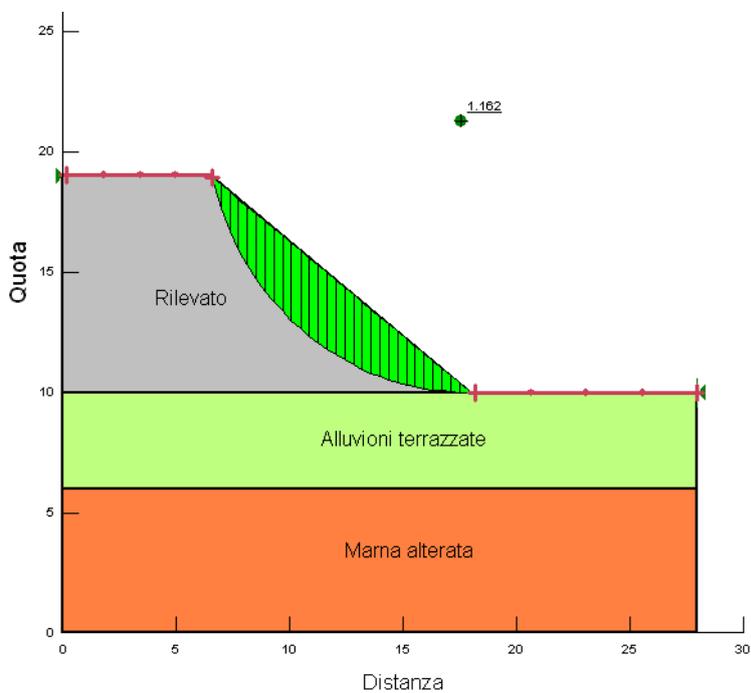
Rilevato alla pr. 0+900 m - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica



Rilevato alla pr. 0+900 m - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica



Rilevato alla pr. 3+200 m - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica



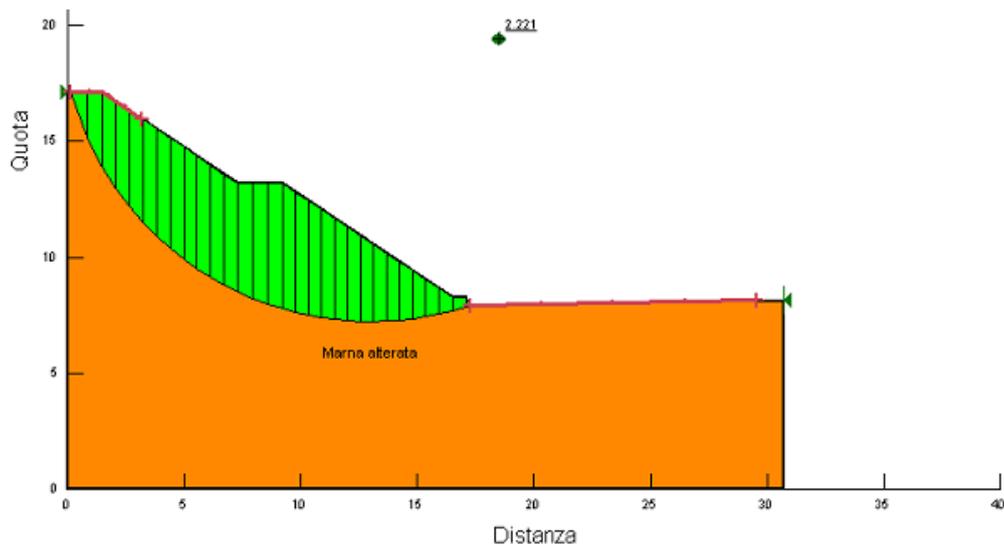
Rilevato alla pr. 3+200 m - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica

9.5.2 Trincee

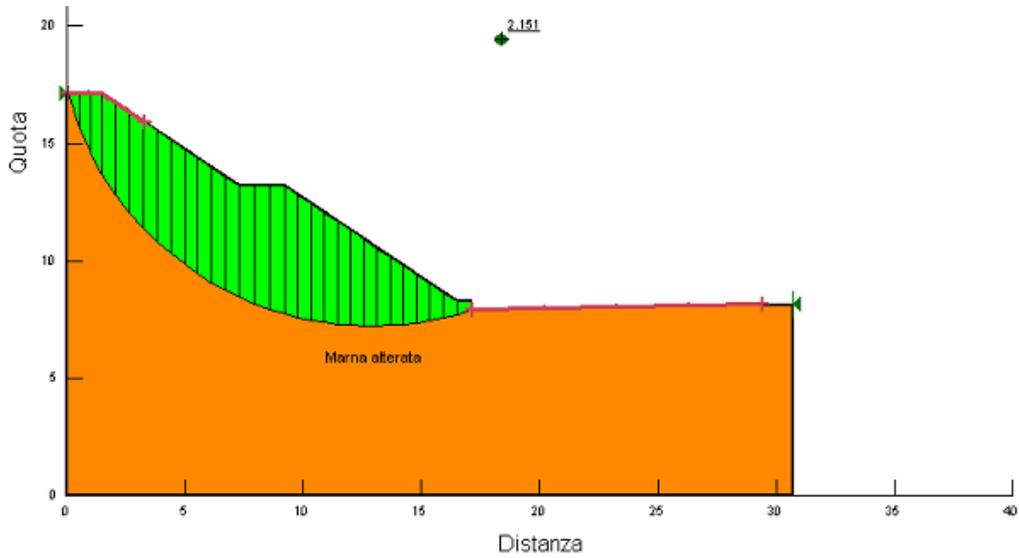
Per quanto riguarda le verifiche di stabilità delle trincee, i coefficienti di sicurezza minimi risultano elevati sia in condizioni statiche, che sismiche, come mostra la tabella che segue.

| Sezione di Calcolo | Fmin | |
|--------------------|--------------------|--------------------|
| | Condizione statica | Condizione sismica |
| Trincea 1+580 | 2,22 | 2,15 |
| Trincea 2+400 | 1,86 | 1,80 |

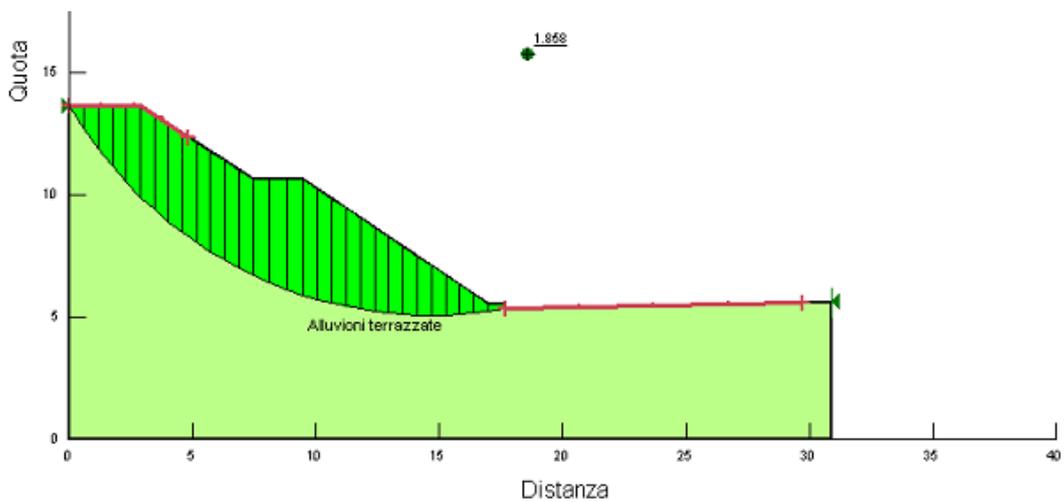
Le tracce delle superfici di scorrimento per le quali si è ottenuto il coefficiente di sicurezza minimo sono mostrate nelle successive figure.



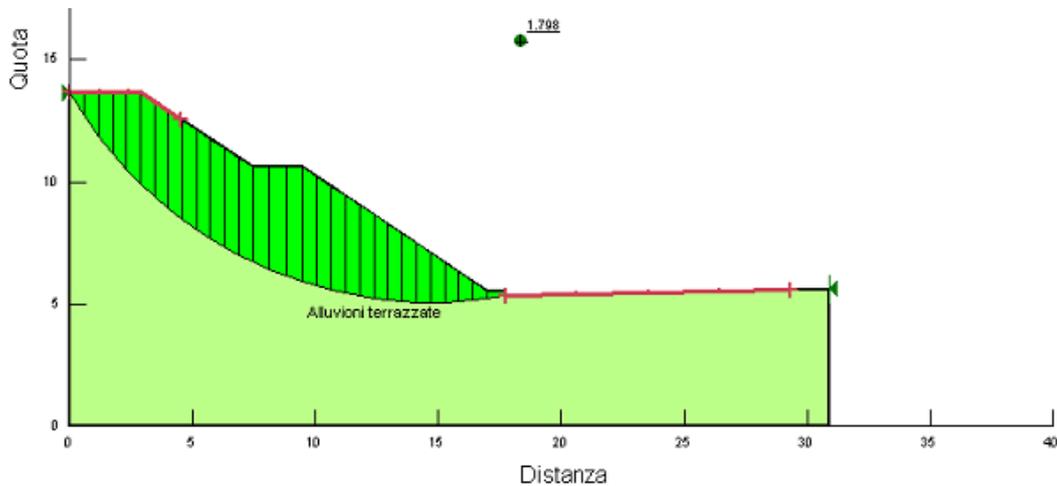
Trincea alla pr. 1+580 m - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica



Trincea alla pr. 1+580 m - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica



Trincea alla pr. 2+400 m - Verifica di stabilità in condizioni statiche - Superficie di scorrimento critica



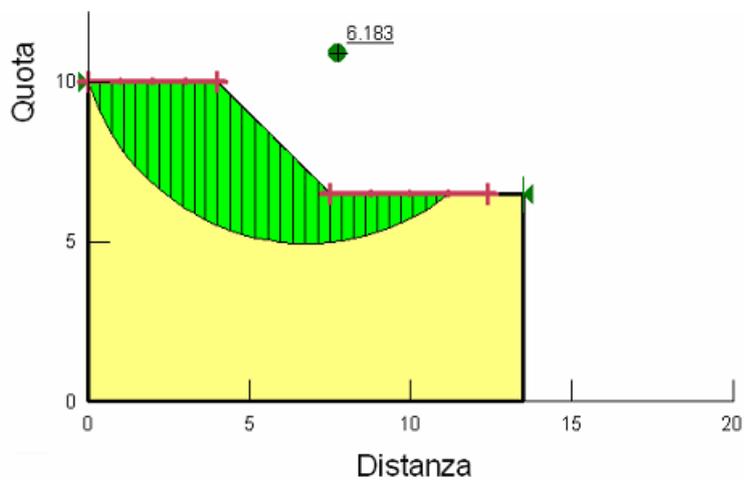
Trincea alla pr. 2+400 m - Verifica di stabilità in condizioni sismiche - Superficie di scorrimento critica

9.5.3 Scavi provvisionali

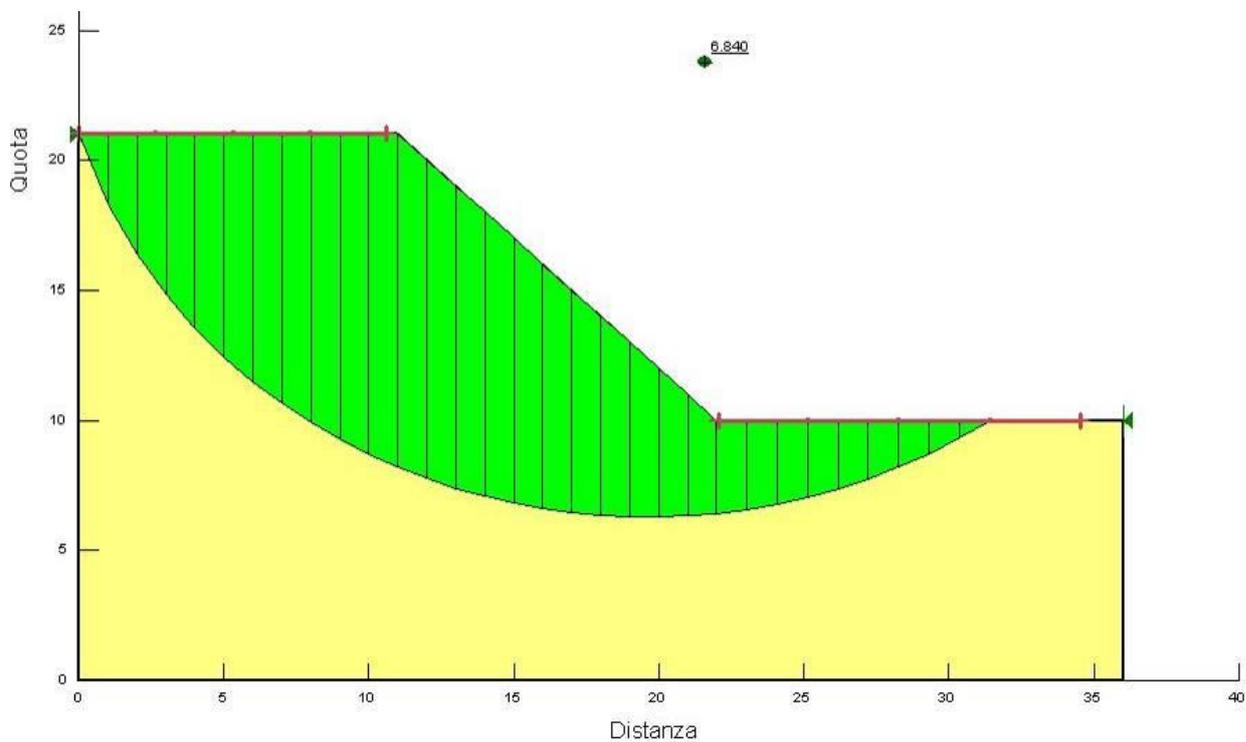
Nella tabella e nelle figura successive si riportano il valore del coefficiente di sicurezza F_{min} e la superficie critica relativamente alle verifiche a breve termine degli scavi provvisionali della pila P2 del Ponte Rio Foxi e del muro di sostegno AS06 - Rampa svincolo Flumini.

| Sezione di Calcolo | Fmin |
|--|--------------------|
| | Condizione statica |
| Pila P2 del Ponte Rio Foxi | 6,18 |
| Muro di sostegno AS06 - Rampa svincolo Flumini | 6,84 |

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



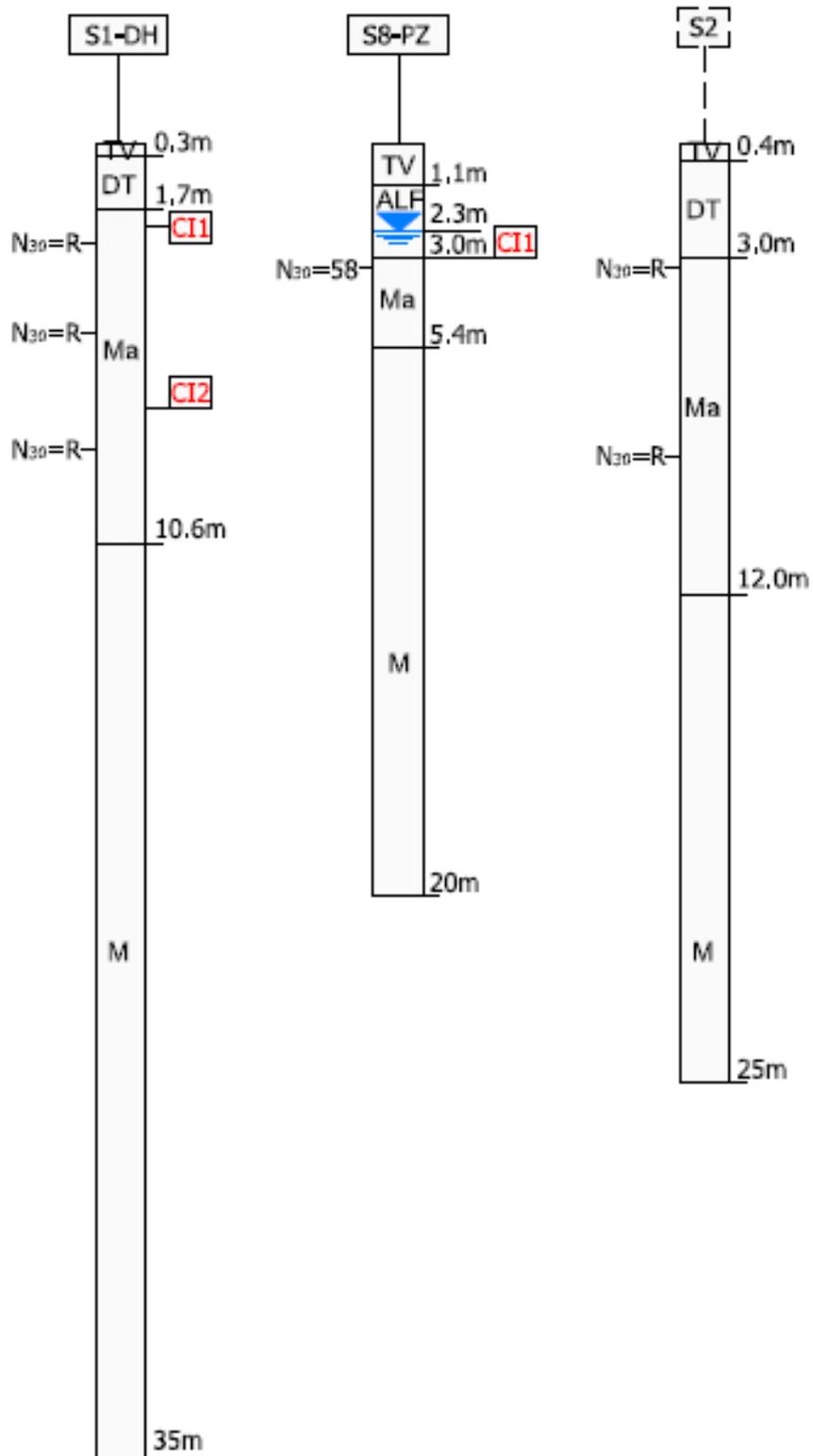
Ponte Rio Foxi, Pila P2 - Verifica di stabilità a breve termine - Superficie di scorrimento critica



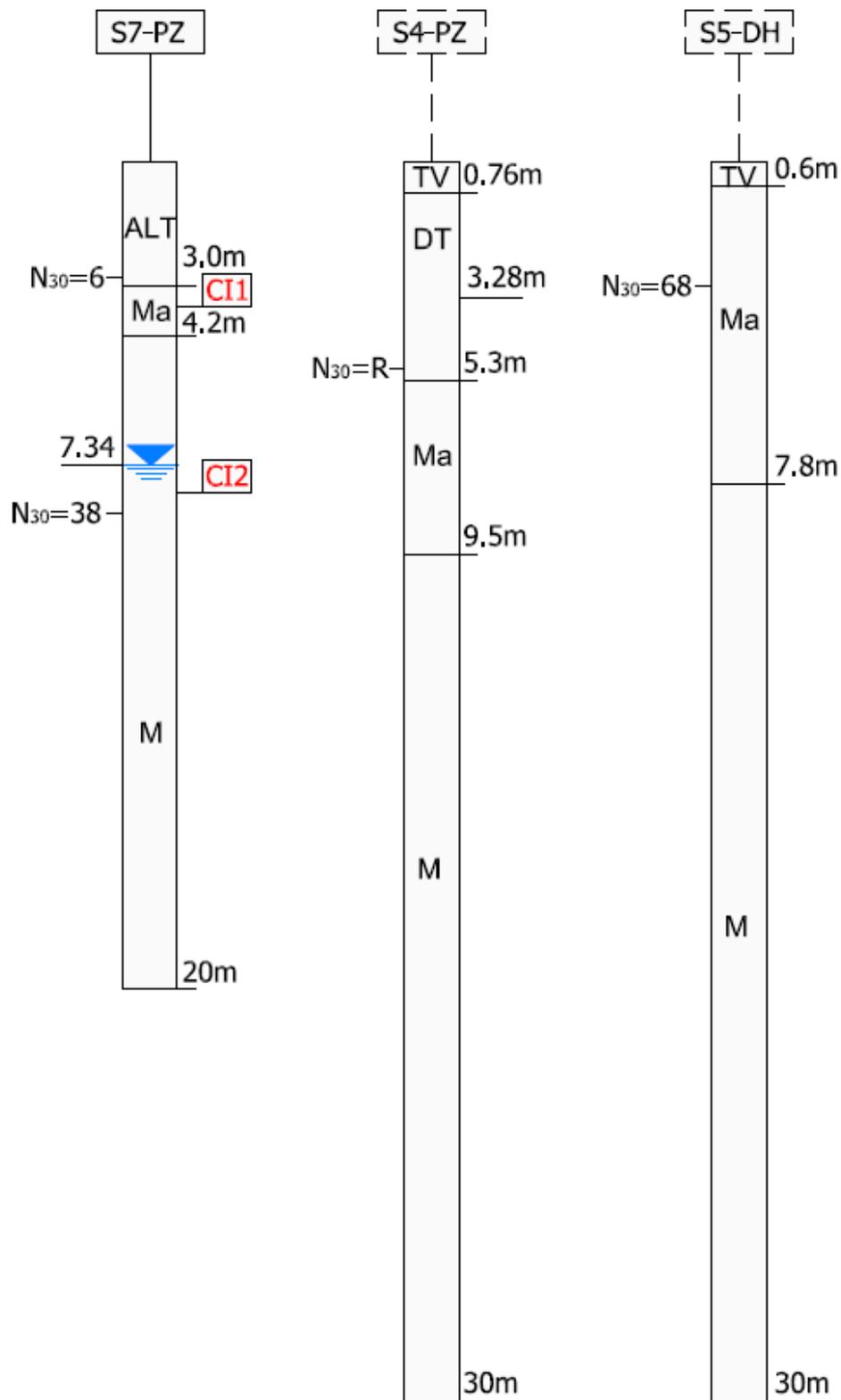
*Scavo provvisorio per il piano di posa del muro di sostegno AS06 - Rampa svincolo Flumini. -
Verifica di stabilità a breve termine - Superficie di scorrimento critica*

| | | |
|---|-----------------------------|---|
| SS554 "Cagliaritana" - Adeguamento al tipo B dal km 12+000 al km 18+000 | |  GRUPPO FS ITALIANE |
| CA352 | Relazione Geotecnica | |

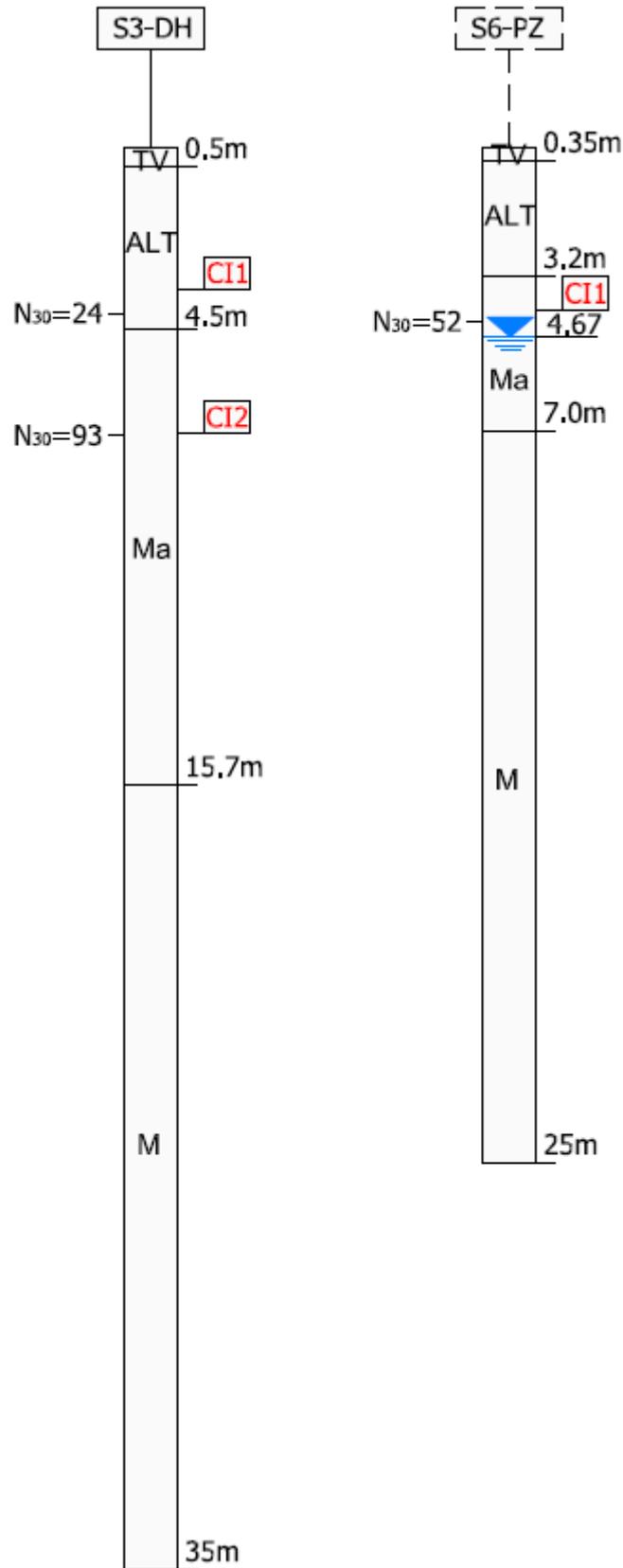
Appendice A
Colonne stratigrafiche dei sondaggi



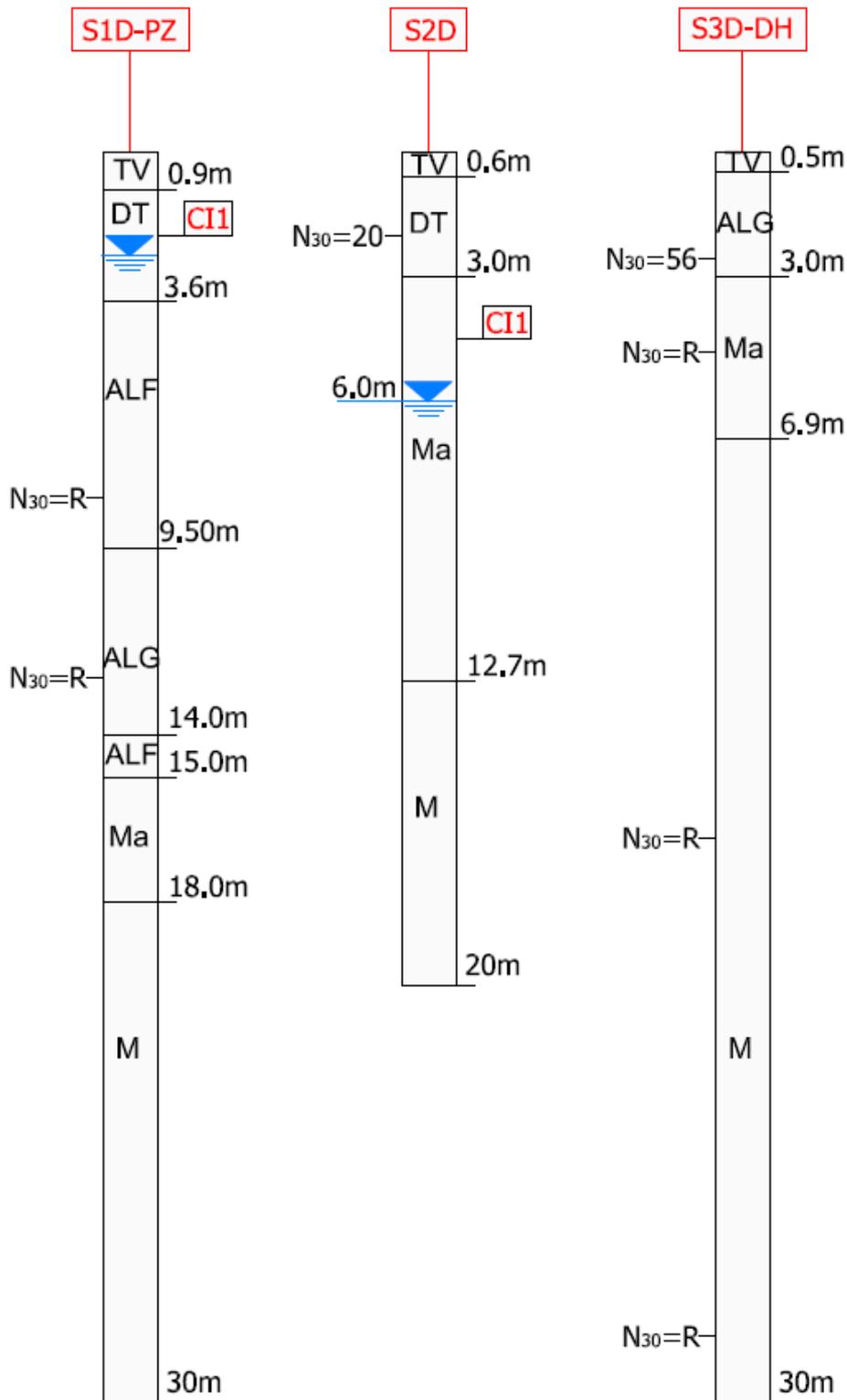
Indagini 2018 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S1-DH, S8-PZ, S2



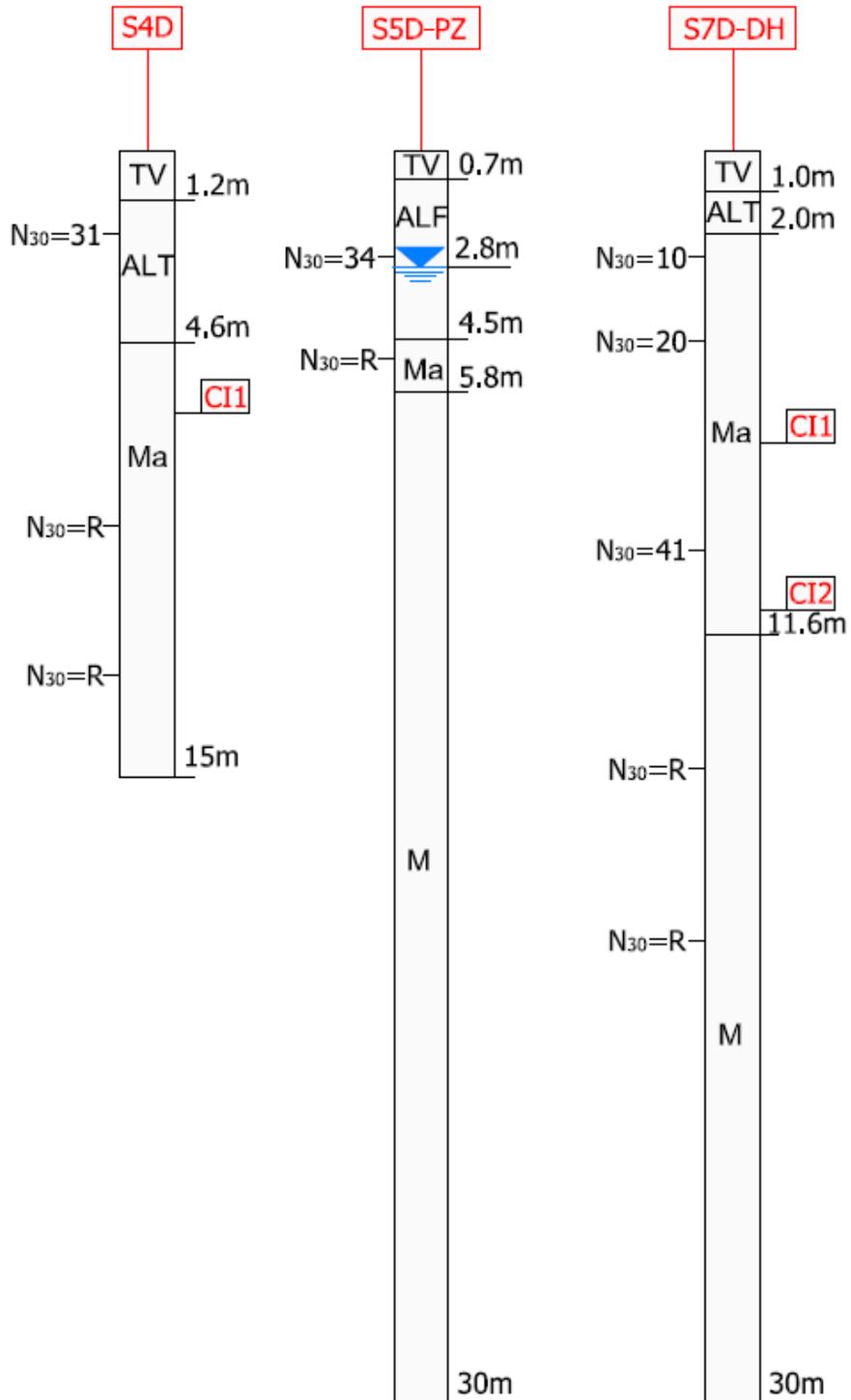
Indagini 2018 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S7-PZ, S4-PZ, S5-PZ



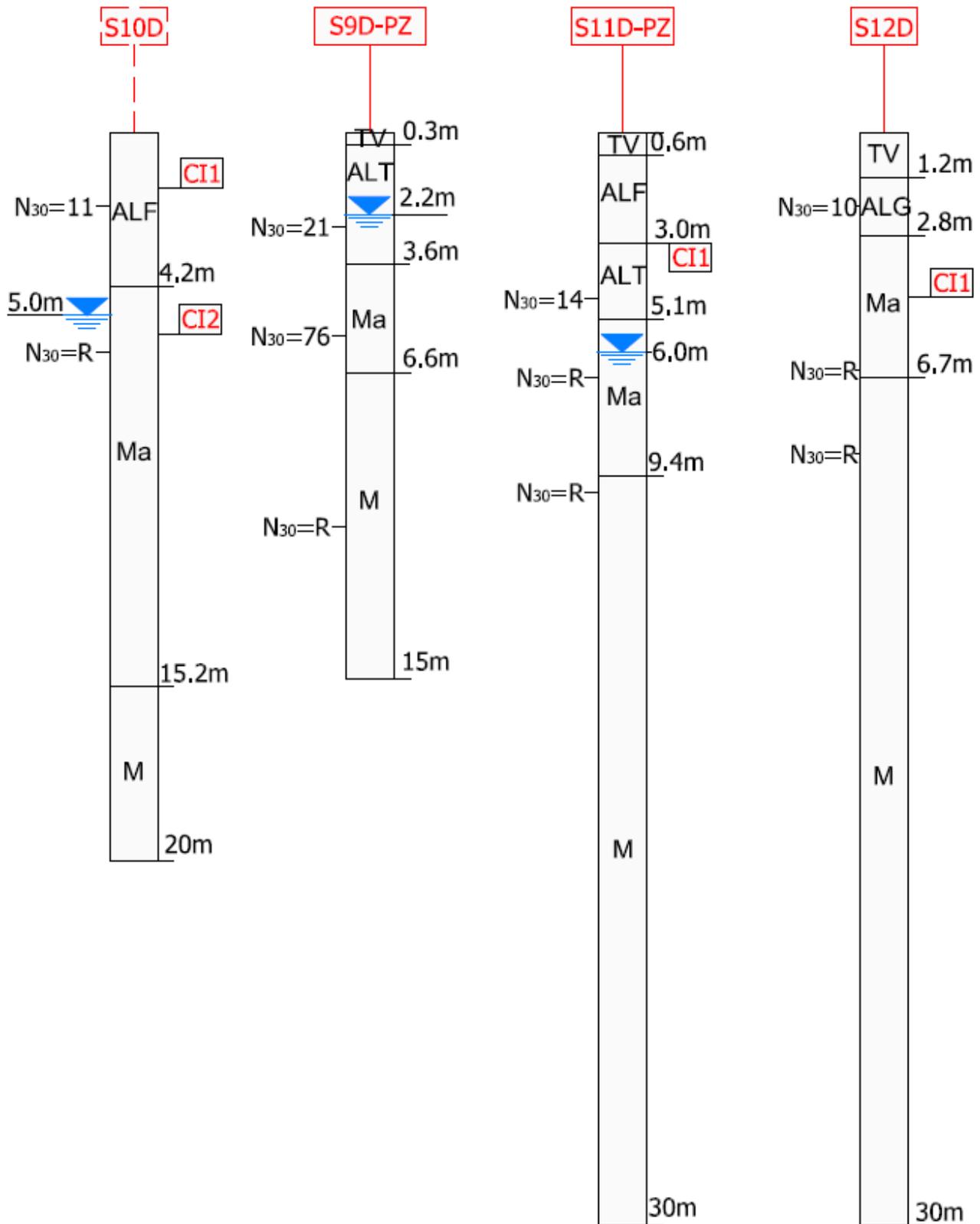
Indagini 2018 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S3-DH, S6-PZ



Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S1D-PZ, S2D, S3D-DH



Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S4D, S5D-PZ, S7D-DH



Indagini 2019 – Colonne stratigrafiche dei sondaggi S9D-PZ, S10D, S11D-PZ, S12D