

Autostrada SA-RC

**INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA E DI DIFESA DELLE OPERE AUTOSTRADALI
RELATIVAMENTE ALL'INTERAZIONE VIARIA CON IL FIUME MESIMA, NEL TRATTO
COMPRESO TRA IL KM 369+800 E IL KM 378+500 DELL'AUTOSTRADA SA-RC**

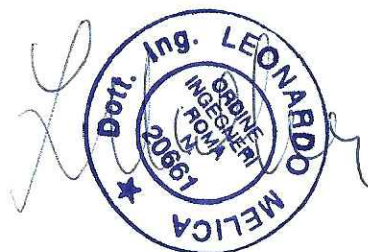
PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE:



MSM Ingegneria S.r.l.
Via della Meloria, 61 - 00136 ROMA

Ing. Leonardo Melica



GEOLOGIA:

Dott. Geol. Andrea Rondinara

Albo dei Geologi del Lazio n. 921

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Francesco Bianco

RESPONSABILE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI E
COORDINATORE TERRITORIALE

Dott. Ing. Giuseppe Ferrara

**ELABORATI GENERALI
RELAZIONE GEOTECNICA**

CODICE ELABORATO

REVISIONE

SCALA:

GEN RT 02

2

3					
2	REVISIONE	LUGLIO 2020	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica
1	REVISIONE	APRILE 2020	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica
0	EMISSIONE	GIUGNO 2018	T. Salvago de Gennaro	A. Salvago de Gennaro	L. Melica
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



INDICE

1. PREMESSE	3
2. MODELLAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA	4
2.1. Quadro geologico di riferimento	4
2.2. Indagini disponibili	5
2.2.1. Campagna di progetto esecutivo Tronco 3° - Tratto 2 (1999).	5
2.2.2. Campagna di indagine ANAS 2017.	6
2.2.3. Campagna di indagine integrativa 2018-2019.....	9
2.3. Mesima 1	11
2.3.1. Sondaggi geognostici a carotaggio continuo.....	11
2.3.2. Letture piezometriche	12
2.3.3. Prove SPT	13
2.3.4. Prove DPSH	16
2.3.5. Prove MASW	22
2.3.6. Prove di laboratorio	24
2.3.7. Caratterizzazione geotecnica Mesima 1	33
2.4. Mesima 3	35
2.4.1. Sondaggi geognostici a carotaggio continuo.....	35
2.4.2. Letture piezometriche	36
2.4.3. Prove SPT	36
2.4.4. Prove DPSH	37
2.4.5. Prove MASW	41
2.4.6. Prove di laboratorio	41
2.4.7. Caratterizzazione geotecnica in corrispondenza del Mesima 3.....	49
2.5. Caratterizzazione geotecnica delle terre di rilevato	50
2.5.1. Materiali R1 e R2.....	50
2.5.2. Effetti di variazioni di umidità sulla risposta geotecnica delle terre	52
2.5.3. Modelli geotecnici preliminari dei tratti in rilevato	55



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Geotecnica

3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	65
3.1. Pericolosità sismica di base	65
3.2. Accelerazione massima attesa	66

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 2 di 67



1. PREMESSE

Scopo della presente relazione è quello di definire il modello geotecnico di riferimento in modo da sostenere la progettazione delle nuove opere spondali di “presidio” e di “reindirizzamento della corrente” specificatamente previste per migliorare il deflusso delle piene del fiume Mesima in corrispondenza dei viadotti “Mesima 1” e “Mesima 3” del tratto autostradale dell'autostrada SA-RC fra il km 369+800 e il km 378+500.

Le opere si inseriscono in un quadro geologico ed ambientale, qual è quello del fondovalle del fiume Mesima, particolarmente complesso in quanto profondamente modificato nei suoi schemi iniziali dagli stessi lavori di costruzione dell'autostrada, ma nell'insieme ben studiato in quanto supportato da numerosi dati stratigrafici e geotecnici, oltre che da dati ed informazioni desunte durante i lavori di costruzione delle opere.

Considerati i caratteri degli interventi, una particolare cura è stata posta alla ricostruzione dei rapporti stratigrafici dei terreni alluvionali e dei versanti che si affacciano in destra idrografica in corrispondenza degli attraversamenti in viadotto oggetto di provvedimento.

A tal fine sono stati raccolti e reinterpretati i dati stratigrafici disponibili nell'area forniti da campagne di indagini eseguite in passato a supporto delle fasi progettazione del lotto in questione. Sono stati inoltre recepite le risultanze della più recente campagna di indagini integrative.

Dall'insieme delle risultanze, ove possibile, è stato quindi possibile far derivare un modello geotecnico del sottosuolo basato sull'interpretazione delle prove disponibili sufficientemente rappresentativo per sostenere la verifica delle condizioni di stabilità e di sicurezza delle opere ai sensi dalla vigente normativa di cui al DM 17-01-2018.

Nel caso dell'opera di rinaturalizzazione prevista in corrispondenza del versante nei pressi del viadotto Mesima 3 finora non coperto da indagini specifiche, in questa fase si è dovuto necessariamente estrapolare i dati e le informazioni disponibili. Il modello adottato nelle analisi, sia pure impostato su criteri prudenziali e cautelativi, dovrà essere eventualmente supportato ed verificato da una specifica campagna di indagine integrativa da effettuarsi a sostegno della progettazione esecutiva.

A completamento del quadro conoscitivo vengono infine rappresentati i risultati di una campagna di indagine recentemente eseguita sui materiali impiegati per la formazione dei rilevati nei tratti più direttamente interagenti con la piena del fiume Mesima.

I dati disponibili, sebbene in numero inevitabilmente ridotto rispetto all'estensione del lotto in questione, hanno comunque permesso di definire dei modelli geotecnici elementari di comportamento che potranno essere utilmente impiegati per impostare delle verifiche delle condizioni di stabilità dei corpi di rilevato in condizioni di piena in un separato elaborato dal titolo “STUDIO DELLE INTERAZIONI DELL'INFRASTRUTTURA VIARIA CON IL FIUME MESIMA -



IPOSTESI DI INTERVENTO PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO - *Studio criticità idrauliche e linee di intervento*" (codice VIART01_0)

2. MODELLAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

2.1. Quadro geologico di riferimento

Come più compiutamente illustrato nella Relazione Geologica di progetto, il quadro geologico di riferimento dell'area risulta particolarmente complesso.

Il corso d'acqua scorre all'interno di un vasto graben tettonico, la Vallata del Mesima, bordata da faglie che la ribassano rispetto ai due alti strutturali del M. Poro a Ovest e del massiccio delle Serre ad Est.

Il complesso geologico di base che fa da riferimento all'intera zona è quello dei complessi marini del plio-pleistocene sul quale sono sovrapposti più recenti complessi sedimentari di età ed origine diversa, difficilmente riconducibili ad un unico e semplice schema stratigrafico.

In particolare, le successioni marine presenti nella zona presentano spessori nell'ordine delle centinaia di metri ed hanno composizione variabile tra quella delle argille marnose e argille siltose con intercalazioni sabbiose "Pa 2-3" grigio-brune e quella delle sabbie medio fini limose con intercalazioni arenacee "Ps 2-3" di colore grigio-chiaro addensate ed a luoghi debolmente cementate.

Tali depositi affiorano diffusamente sui versanti circostanti la valle del fiume Mesima mentre, in corrispondenza delle zone d'alveo, sono presenti a profondità variabili e comprese tra 15-20 m e 35 m. In tal caso si tratta comunque di terreni di buona consistenza anche a causa di un più o meno elevato grado di consolidazione subito in passato.

Sovrapposti al complesso dei depositi marini si ritrovano depositi continentali sabbioso-ghiaiosi, con livelli superficiali di terre rosse, legati ad ambienti fluviali, di conoide e a glacis.

Nella zona d'alveo, in particolare, la copertura sedimentaria è costituita da terreni appartenenti al Complesso dei Depositi Alluvionali (Termini "a1" e "a2") del Mesima costituiti da termini di diversa composizione granulometrica prevalente, compresi tra le sabbie, sabbie ghiaiose, sabbie limose e limi sabbiosi variamente intercalati e con passaggi dall'uno all'altro non facilmente deducibili.

Come accennato la realizzazione dell'autostrada ha modificato sensibilmente gli schemi stratigrafici iniziali soprattutto nei tratti in sede ed a mezza costa in cui si ritrovano importanti strati di riporto impiegati per la formazione dei corpi di rilevato.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Geotecnica

2.2. Indagini disponibili

2.2.1. Campagna di progetto esecutivo Tronco 3° - Tratto 2 (1999).

A supporto della progettazione esecutiva delle diverse opere d'arte è stata eseguita una specifica campagna di indagine consistente in n.25 sondaggi a carotaggio continuo, compresi tra 18 e 40 m di profondità, n.17 prove penetrometriche CPT e prove geofisiche del tipo sismiche a rifrazione.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite sistematicamente prove SPT e pressiometriche Menard in foro, e si è proceduto al prelievo di campioni indisturbati su cui sono state eseguite prove di classificazione e caratterizzazione meccanica di laboratorio.

La documentazione tecnica insieme ai certificati di prova sono riportate nell'elaborato "Sondaggi, prove in situ, prove penetrometriche, sismica e prove di laboratorio – Indagini 1999" allegato alla Relazione Geologica.

A completamento di tali dati si dispone dei risultati delle prove di prequalifica e di accettazione (prove di costipamento AASHTO modificate) di laboratorio effettuate sulle terre di rilevato in fase di realizzazione dell'infrastruttura.

Per ciascun settore, in particolare, sono state eseguite, tra l'altro, le seguenti prove:

- Prelievo di campioni rappresentativi di terreni;
- Prove di identificazione e classificazione di laboratorio;
- Prove di costipamento in laboratorio tipo Proctor modificato;
- Prove di densità in sito;
- Prove di carico su piastra.

Indagini per il nuovo svincolo di Laureana di Borrello (anni 2004 e 2009). Per le indagini geognostiche effettuate nell'ambito della progettazione definitiva del nuovo svincolo di Laureana di Borrello si è fatto riferimento alla seguente documentazione messa a disposizione da ANAS:

- Documentazione indagini geognostiche e di laboratorio (Doc. T00GE00GEORE02A)

La documentazione sopraelencata, alla quale si rimanda per maggiori dettagli e approfondimenti, è stata allegata alla presente relazione in un unico elaborato "Sondaggi, prove in situ, prove penetrometriche, sismica e prove di laboratorio – Indagini 2004 e 2009" (Codice T00D00GEORE05A).

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 5 di 67



2.2.2. Campagna di indagine ANAS 2017.

Al fine di caratterizzare i terreni costituenti i rilevati ed i terreni naturali di fondazione nei primi metri al di sotto del piano di imposta, è stata condotta una campagna di indagini integrativa mediante l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo (c.c.) e prove in foro, suddivisa in 2 fasi:

- 1° fase – luglio 2017: 18 sondaggi a c.c. (SA1÷SA18);
- 2° fase – ottobre 2017: 5 sondaggi a c.c. (SB3, SB4, SB5, SB11, SB12).

Nel corso di tutti i sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche standard a punta aperta tipo SPT e sono stati prelevati campioni rimaneggiati, sui quali successivamente sono state condotte determinazioni delle proprietà fisiche e geotecniche in laboratorio.

Nel corso della prima fase sono state inoltre eseguite 4 prove Lefranc a carico variabile, all'interno dei sondaggi SA3L, SA5L, SA12L e SA16L; tutte le prove sono state eseguite alla profondità di 4.5 m dalla testa del foro, all'interno del corpo dei rilevati.

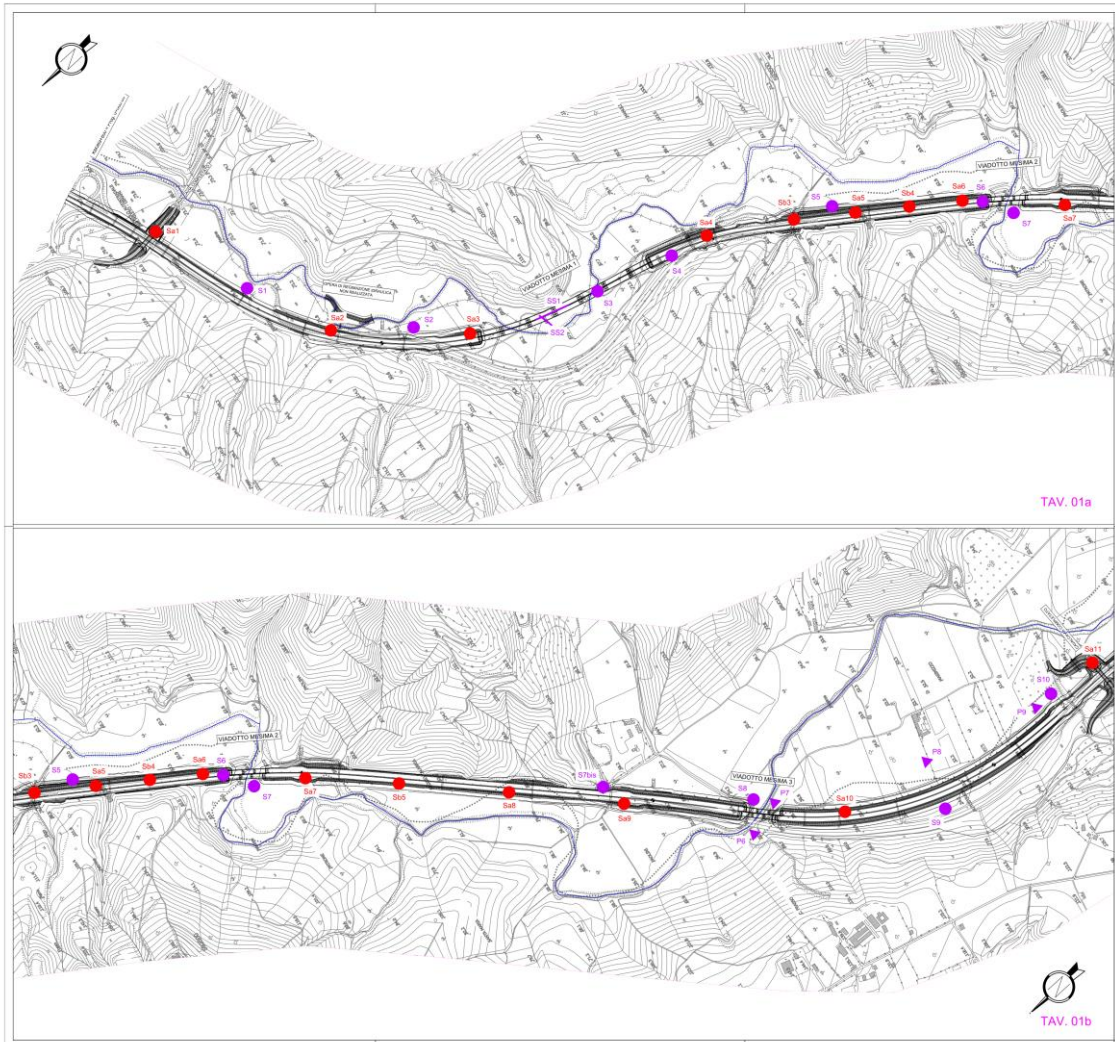
Le stratigrafie dei sondaggi eseguiti, le risultanze delle prove in situ (prove SPT e Lefranc) e i risultati delle analisi di laboratorio terre sono riportate negli elaborati allegati:

- Stratigrafie dei sondaggi geognostici – Indagini 2017 – Codice T00D00GEORE02A
- Certificati delle prove di laboratorio – Indagini 2017 – Codice T00D00GEORE03A

La disposizione dei sondaggi complessivamente disponibili nei diversi tratti autostradali è riportata nelle figure seguenti.



Relazione Geotecnica



LEGENDA

Indagini Progetto Esecutivo Tronco 3° - Tratto 2° - Lotto 3° - Luglio 1999

- Sn Sondaggio geognostico
- ▼ Pn Prova penetrometrica
- SSn Profili sismici a rifrazione

Indagini ANAS Progetto Definitivo Nuovo Svincolo di Laureana di Borrello - Anni 2004 e 2009

- Sn Sondaggio geognostico
- ▼ CPTn Prova penetrometrica
- MASW MASW

Indagini ANAS 2017

- Sxn Sondaggio geognostico

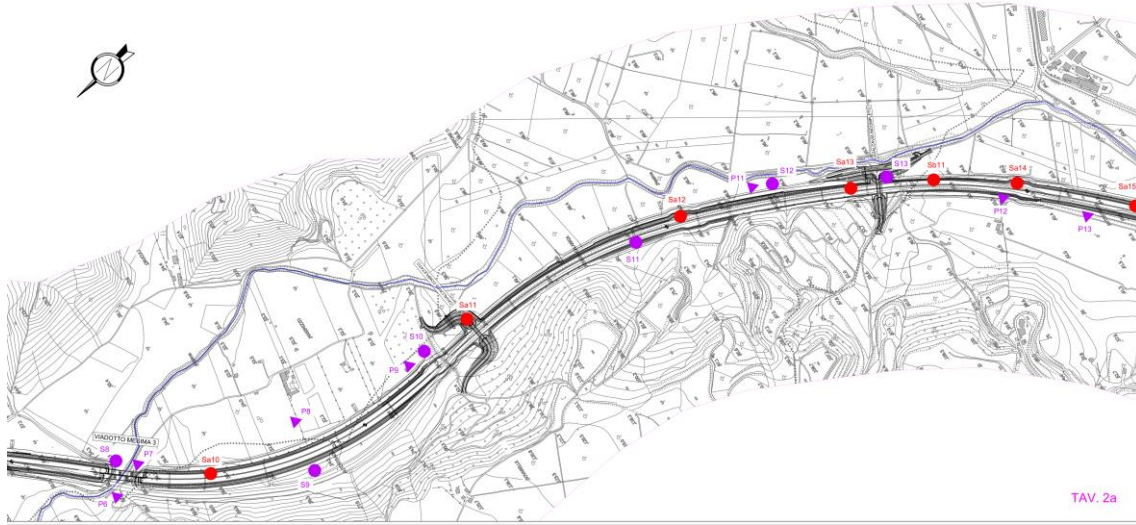
Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





Relazione Geotecnica



TAV. 2a



TAV. 02b

LEGENDA

Indagini Progetto Esecutivo Tronco 3° - Tratto 2° - Lotto 3° - Luglio 1999

- Sn Sondaggio geognostico
- ▼ Pn Prova penetrometrica
- SSn Profili sismici a rifrazione

Indagini ANAS Progetto Definitivo Nuovo Svincolo di Laureana di Borrello - Anni 2004 e 2009

- Sn Sondaggio geognostico
- ▼ CPTn Prova penetrometrica
- MASW MASW

Indagini ANAS 2017

- Sxn Sondaggio geognostico

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





2.2.3. Campagna di indagine integrativa 2018-2019.

In sede di progettazione è emersa nata l'esigenza di interagire, non solo con la zona d'alveo già studiata, ma anche con il versante a monte dello stesso in corrispondenza dei viadotti Mesima 1 e Mesima 3. Si è pertanto opportuno condurre una campagna di indagini integrative (composte da prove in situ e indagini geofisiche) al fine di poter definire un modello geotecnico coerente con la stratigrafia dei terreni a monte, altrimenti non definibile con la campagna d'indagine precedente.

Al fine di permettere una caratterizzazione generalizzata dei terreni lungo l'intervento la campagna ha previsto le seguenti prove in situ:

Zona	Sondaggio	DPSH
Mesima 1	S1N S2N S3N SP1	DPSH 1 DPSH 2 DPSH 3 DPSH 4 DPSH 5
Mesima 2	SP2	DPSH 6 DPSH 7 DPSH 8 DPSH 9
Mesima 3	S4N	DPSH 10 DPSH 11 DPSH 12
Mesima 4	SP3	DPSH 13 DPSH 14

Figura 0.1 Tabella riepilogativa prove in situ

Per quanto riguarda le indagini geofisiche sono state condotte un totale di 3 prove M.A.S.W. la cui ubicazione è riportata nelle immagini a seguire.

Riassumendo le indagini integrative in corrispondenza del viadotto Mesima 1 sono state :

- n.4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
- n.5 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- n.2 prove Multichannel Analysis of Surface Wave (MASW) in corrispondenza dei sondaggi S1N e S2N;



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Geotecnica

- prove penetrometriche standard SPT;
- analisi di laboratorio su campioni sia disturbati che non prelevati nel corso dei sondaggi;
- letture piezometriche.

Riassumendo le indagini integrative in corrispondenza del viadotto Mesima 3 sono state:

- n.1 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (S4N);
- n.3 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- n.1 prove Multichannel Analysis of Surface Wave (MASW);
- prove penetrometriche standard SPT;
- analisi di laboratorio su campioni sia disturbati che non prelevati nel corso dei sondaggi;
- letture piezometriche.

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 10 di 67



2.3. Mesima 1

Si riporta nell'immagine seguente l'esatta ubicazione delle indagini utili a caratterizzare i terreni in corrispondenza del Viadotto Mesima 1.

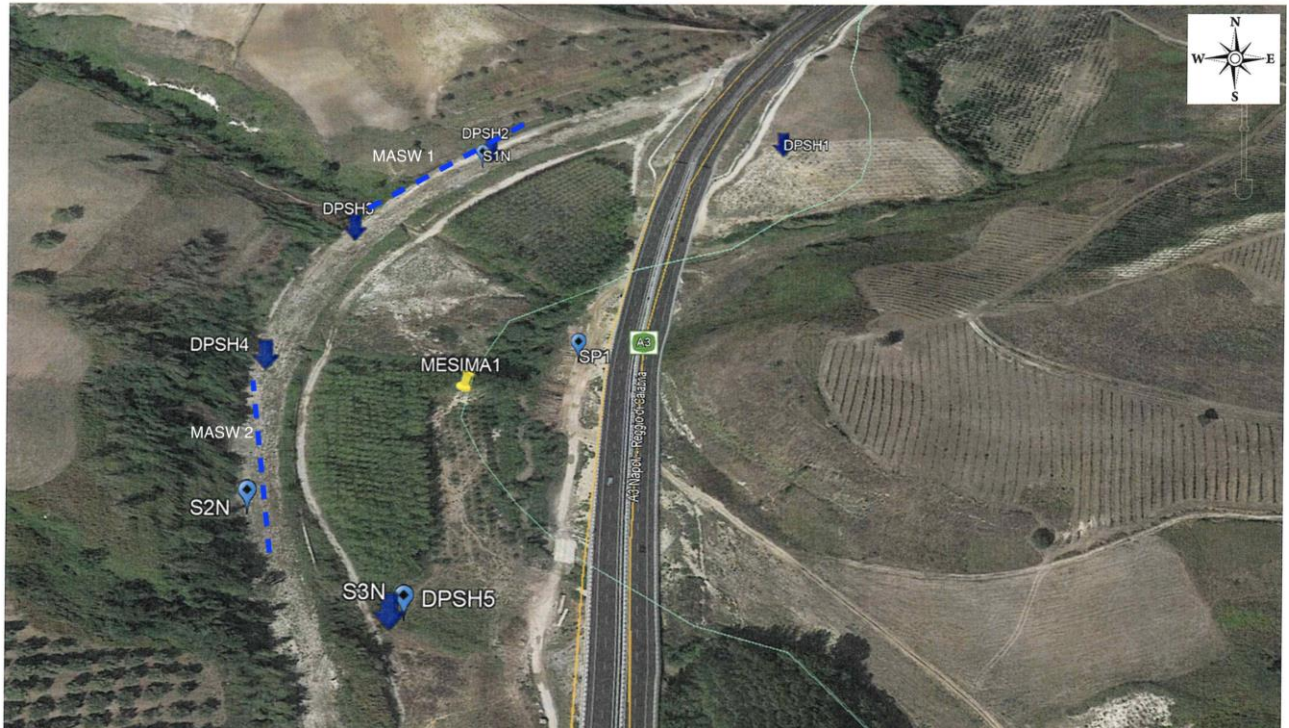


Figura 0.2 Disposizione planimetrica delle indagini

2.3.1. Sondaggi geognostici a carotaggio continuo

Sono stati effettuati n4 sondaggi verticali a carotaggio continuo con prelievo del materiale estratto e catalogazione ordinata del materiale all'interno di apposite cassette catalogatrici. I sondaggi sono stati eseguiti con sistema a rotazione mediante sonda CMV 600. Per le colonne stratigrafiche con descrizione visiva dei litotipi riscontrati e la documentazione fotografica del materiale estratto si rimanda alla documentazione a corredo delle indagini geognostiche e di laboratorio. A seguire un report delle profondità raggiunte:

Sondaggio	prof. [m]
S1N	20
S2N	20
S3N	30
SP1	15



2.3.2. Letture piezometriche

I sondaggi S1N, S2N e S3N sono stati dotati di piezometri per il rilevamento della quota di falda.

A seguire si mostrano i risultati ottenuti.

Dati del piezometro		Risultati	
		<u>Data</u>	<u>Lettura</u>
Sondaggio	S1N	27/06/19	-7.30 m
Diametro	50.8 mm	28/06/19	-7.28 m
Tipo di piez.	tubo aperto	03/07/19	-7.27 m
Lunghezza tubo	20 m		
quota boccaforo	+ 75.5 s.l.m.		

Dati del piezometro		Risultati	
		<u>Data</u>	<u>Lettura</u>
Sondaggio	S2N	27/06/19	9.80 m
Diametro	50.8 mm	03/07/19	9.75 m
Tipo di piez.	tubo aperto		
Lunghezza tubo	20 m		
quota boccaforo	+ 78.0 s.l.m.		

Dati del piezometro		Risultati	
		<u>Data</u>	<u>Lettura</u>
Sondaggio	S3N	02/07/19	4.90 m
Diametro	50.8 mm	03/07/19	4.84 m
Tipo di piez.	tubo aperto		
Lunghezza tubo	20 m		
quota boccaforo	+ 71.0 s.l.m.		



2.3.3. Prove SPT

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite Prove Penetrometriche Dinamiche del tipo S.P.T. (Standard Penetration Test) secondo quanto indicato nelle "Raccomandazioni AGI, 1977".

L'attrezzatura impiegata è riassumibile come di seguito:

- campionatore Raymond;
- punta conica \varnothing 50,8 mm e angolo di punta pari 60°;
- massa battente del peso di 63,5 Kg;
- batteria di aste collegabili al campionatore aventi un peso di 6,5 Kg al metro lineare con un'oscillazione massima di 0,5 Kg/ml;
- dispositivo di guida e di sganciamento automatico del maglio all'altezza di 75 cm; centratore di guida disposto tra la testa di battuta ed il piano campagna;
- tubazione provvisoria di rivestimento con diametro interno superiore a quello esterno delle aste di un valore massimo di 6 cm.

La prova consiste nel far penetrare il campionatore posato in fondo al foro, per tre tratti successivi di 15 cm registrando ogni volta il numero dei colpi {N1,N2,N3}, ogni prova viene preceduta dalla pulizia del fondo foro.

Con il primo tratto "di avviamento" si supera la zona di terreno rimaneggiato in fase di perforazione. Nel caso di un terreno molto compatto con N1 = 50 ed avanzamento minore di 15 cm, l'infissione deve essere sospesa: la prova è dichiarata conclusa in base alle raccomandazioni AGI 1977, e si annota la relativa penetrazione.

Se il tratto di avviamento viene superato si conteggiano N2 e N3 (da 0,15 a 0,30 e da 0,30 a 0,45 m) fino ad un limite complessivo di 100 colpi (N2 + N3) raggiunto il quale si sospende la prova annotando l'avanzamento ottenuto. Pertanto il parametro caratteristico della prova, prescindendo dai casi particolari di rifiuto, è definito come somma di N2 e N3 pari a N_{spt} ed esprime il numero di colpi per 30 cm utili di penetrazione.

Nel caso dell'interpretazione dei risultati di prove penetrometriche standard (SPT) è disponibile una vastissima letteratura di correlazioni empiriche, che consente di determinare per via indiretta i parametri di resistenza al taglio, di deformabilità e di resistenza alla liquefazione di un terreno non coesivo. Nello specifico, per terreni a grana fina (sabbie fini, sabbie limose) e mista (elementi a grana grossa in matrice fina), in presenza di falda, i valori di NSPT da introdurre nelle relazioni empiriche di correlazione, si otterranno correggendo i valori di NSPT ottenuti dalla prova mediante l'espressione (Terzaghi e Peck, 1948):

$$N'_{SPT} = 15 + 0,5(N_{SPT} - 15)$$



La correzione è da applicarsi per valori di N_{SPT} maggiori di 15.

La valutazione dell'angolo di resistenza a taglio (di picco) φ' è eseguita con riferimento alle seguenti correlazioni disponibili in letteratura:

$$\varphi' = \sqrt{15 N_{SPT} + 15} \quad \text{De Mello}$$

$$\varphi' = 0,3 N_{SPT} + 27 \quad \text{Shioi Fukuni}$$

$$\varphi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{SPT}}{12,2 + 20,3 \frac{\sigma'_v}{p_a}} \right]^{0,34} \quad p_a = 101,325 \text{ kPa} \quad \text{Metodo razionale}$$

Il valore della coesione non drenata per terreni a grana fina può essere valutato con la seguente espressione (Terzaghi e Peck, 1948):

$$c_u = 0,656 N_{SPT} \quad \text{Terzaghi e Peck (1948)}$$

Il modulo di elasticità in condizioni drenate, invece, è da valutare con le correlazioni riportate di seguito, in funzione del tipo di terreno da caratterizzare.

Terreni a grana grossa (Jamiolkowski et al., 1988)

Il modulo "operativo" può essere assunto pari a quello corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quelle a rottura, valutabili come segue:

$$E' = E'_{25} = 100 * (10,5 - 3,5 * Dr) \times N_{SPT} \quad \text{per terreni normal consolidati [kPa]}$$

$$E' = E'_{25} = 100 * (52,5 - 3,5 * Dr) \times N_{SPT} \quad \text{per terreni sovraconsolidati [kPa]}$$

Terreni a grana fina

$$E' = N_{SPT} * 900 \quad [\text{kPa}]$$

Per il valore del modulo di elasticità in condizione non drenate (terreni a grana fine) è possibile ricorrere alla correlazione seguente (Stroud, 1989).

$$E_u = 100 * N_{SPT} * m \quad [\text{kPa}]$$

in cui il parametro m varia fra 6,3 e 10,4 (cautelativamente si assumerà $m = 6,3$).

Per il calcolo della densità relativa D_R (terreni a grana grossa o frazione grossa nei terreni a grana mista) si potranno infine impiegare le correlazioni seguenti.



Relazione Geotecnica

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{17 + 24 \times \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}}} \quad \text{Gibbs e Holtz (1953,1957)}$$

$$D_R (\%) = \sqrt{\frac{C_N \times N_{SPT}}{n}} \quad c_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,5} \quad \text{Kulhawy \& Mayne (1990)}$$

in cui il parametro n, variabile da circa 70 a circa 93, è stato valutato sulla base delle indicazioni di Kulhawy & Mayne in funzione dell'efficienza del sistema di battitura, assunta pari al 60% del diametro della perforazione eseguita e della profondità di esecuzione della prova.

$$D_R^2 = \frac{N_{30}}{20 \times (1 + 4,1 \times \sigma'_{v0})} \quad \sigma'_{v0} \leq 73,2 \text{ kPa} \quad \text{Bazaraa (1967)}$$

$$D_R^2 = \frac{N_{30}}{20 \times (3,24 + 1,024 \times \sigma'_{v0})} \quad \sigma'_{v0} > 73,2 \text{ kPa} \quad \text{Bazaraa (1967)}$$

In tabella a seguire i risultati ottenuti.

SONDAGGIO	PROFONDITA' PROVA [m]	CAMPIONATORE RAYMOND [R] O PUNTA CONICA [C]	PROFONDITA' FALDA [m]	TERRENO A GRANA GROSSA (G), FINE (F), MISTA (M)	OCR (indicare NC o SC)	NUMERO COLPI REGISTRATI			N _{sp} =N ₁ +N ₃ per punta cava N _{sp} =(N ₂ +N ₃)x0,8 per punta conica	N _{30c} corretto per presenza di falda solo in sabbie fini o sabbie limose	TENSIONE VERTICALE EFFICACE σ'v [kPa]
						N ₁	N ₂	N ₃			
S1N	0.0	R	7.2	F	NC	0	0	0	0	0	0
S1N	4.5	R	7.2	F	NC	3	6	8	14	14	77
S1N	8.5	R	7.2	F	NC	5	7	9	16	16	134
S1N	14.5	R	7.2	F	NC	6	9	9	18	17	188
S1N	18.0	R	7.2	F	NC	7	9	13	22	19	220
S2N	0.0	R	9.7	F	NC	0	0	0	0	0	0
S2N	3.0	R	9.7	F	NC	4	7	7	14	14	51
S2N	6.5	R	9.7	F	NC	5	8	7	15	15	111
S2N	11.5	R	9.7	F	NC	7	9	12	21	18	181
S2N	14.5	R	9.7	F	NC	10	12	16	28	22	208
S2N	16.5	R	9.7	F	NC	10	12	14	26	21	226
S3N	0.0	R	4.8	F	NC	0	0	0	0	0	0
S3N	2.5	R	4.8	F	NC	7	9	11	20	18	43
S3N	6.0	R	4.8	F	NC	9	14	16	30	23	92
S3N	10.5	R	4.8	F	NC	4	5	7	12	12	133
S3N	16.0	R	4.8	F	NC	10	13	18	31	23	182
S3N	23.5	R	4.8	F	NC	22	26	33	59	37	250
SP1	0.0	R	0.0	M	NC	0	0	0	0	0	0
SP1	3.0	R	0.0	M	NC	2	3	3	6	6	27
SP1	6.0	R	0.0	M	NC	3	5	7	12	12	54
SP1	9.5	R	0.0	M	NC	5	5	5	10	10	86
SP1	12.0	R	0.0	M	NC	3	6	6	12	12	108



Relazione Geotecnica

SONDAGGIO	PROFONDITA' PROVA [m]	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DI PICCO				DENSITA' RELATIVA				MODULO DI ELASTICITA' DI YOUNG IN COND. DRENATE				MODULO DI YOUNG NON DRENATO (Stroud, 1989)	COESIONE NON DRENATA (Terzaghi e Peck, 1948)				
		Metodo 1 (De Meilo, 1971)		Metodo 2 (Shioi e Fukuni, 1982)		Metodo 3 (Schmertmann, 1975)		MEDIA		Metodo 1 (Bazaraa, 1967)		Metodo 2 (Gibbs e Holtz, 1953)				Metodo 3 (Kulhawy e Mayne, 1990)		MEDIA	
		φ'	φ'	φ'	φ'	D _r	D _r	D _r	D _r	E'	E'	E'	E'			E _u	c _u		
[°]	[°]	[°]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]					
S1N	0.0	15	27	0	14	-	-	-	-	-	-	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0				
S1N	4.5	29	31	38	33	-	-	-	-	-	-	1.26E+04	1.26E+04	8.82E+04	168				
S1N	8.5	30	32	36	33	-	-	-	-	-	-	1.40E+04	1.40E+04	9.77E+04	186				
S1N	14.5	31	32	34	32	-	-	-	-	-	-	1.49E+04	1.49E+04	1.04E+05	198				
S1N	18.0	32	33	34	33	-	-	-	-	-	-	1.67E+04	1.67E+04	1.17E+05	222				
S2N	0.0	15	27	0	14	-	-	-	-	-	-	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0				
S2N	3.0	29	31	40	34	-	-	-	-	-	-	1.26E+04	1.26E+04	8.82E+04	168				
S2N	6.5	30	32	37	33	-	-	-	-	-	-	1.35E+04	1.35E+04	9.45E+04	180				
S2N	11.5	31	32	36	33	-	-	-	-	-	-	1.62E+04	1.62E+04	1.13E+05	216				
S2N	14.5	33	33	36	34	-	-	-	-	-	-	1.94E+04	1.94E+04	1.35E+05	258				
S2N	16.5	33	33	35	34	-	-	-	-	-	-	1.85E+04	1.85E+04	1.29E+05	246				
S3N	0.0	15	27	0	14	-	-	-	-	-	-	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0				
S3N	2.5	31	32	43	36	-	-	-	-	-	-	1.58E+04	1.58E+04	1.10E+05	210				
S3N	6.0	33	34	42	36	-	-	-	-	-	-	2.03E+04	2.03E+04	1.42E+05	270				
S3N	10.5	28	31	34	31	-	-	-	-	-	-	1.08E+04	1.08E+04	7.56E+04	144				
S3N	16.0	34	34	38	35	-	-	-	-	-	-	2.07E+04	2.07E+04	1.45E+05	276				
S3N	23.5	39	38	40	39	-	-	-	-	-	-	3.33E+04	3.33E+04	2.33E+05	444				
SP1	0.0	15	27	0	14	0.00	0.00	#DIV/0!	#####	#DIV/0!	#DIV/0!	0.00E+00	#DIV/0!	0.00E+00	0				
SP1	3.0	24	29	35	29	0.38	0.42	5,415	10,770	5.40E+03	7.20E+03	3.78E+04	7.20E+03	3.78E+04	72				
SP1	6.0	28	31	39	33	0.43	0.63	0.45	0.51	10,473	13,934	1.08E+04	1.17E+04	7.56E+04	144				
SP1	9.5	27	30	35	31	0.35	0.52	0.37	0.41	9,059	12,879	9.00E+03	1.03E+04	6.30E+04	120				
SP1	12.0	28	31	35	31	0.37	0.53	0.38	0.43	10,804	13,934	1.08E+04	1.18E+04	7.56E+04	144				

2.3.4. Prove DPSH

Le prove penetrometriche dinamiche dpsh sono prove geotecniche puntuali e consistono nell'infingere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio.

Le informazioni fornite dalle prove penetrometriche dinamiche dpsh scpt sono di tipo continuo, poiché le misure di resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione. Il campo di utilizzazione è molto vasto, potendo essere eseguita praticamente in tutti i tipi di terreno e fornendo una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati.

La prova restituisce il numero di colpi necessari all'avanzamento standard pari a 20 cm. Al fine di elaborare i risultati ottenuti è stata utilizzata la relazione seguente proposta dagli autori LaCroiz & Horn (1973) che permette di risalire al valore equivalente N_{SPT} e quindi procedendo alle elaborazioni descritte al paragrafo precedente ed a seguire presentate in diagrammi.

$$N_{SPT} = \frac{W H}{6.2 D^2 L} N \quad \text{LaCroiz \& Horn (1973)}$$

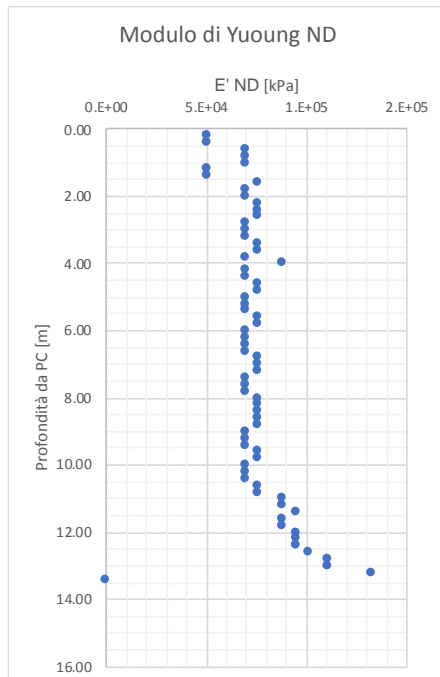
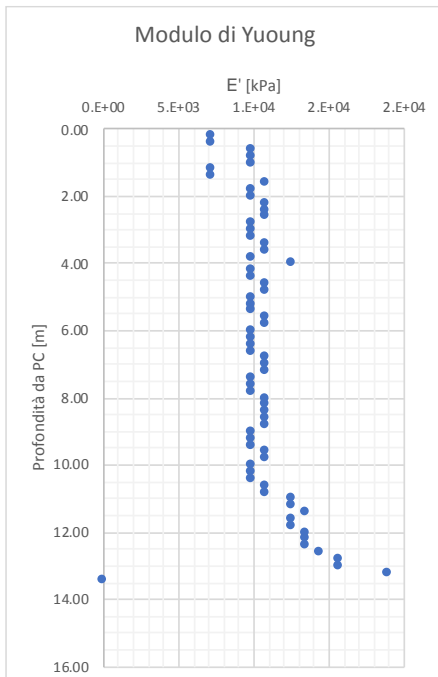
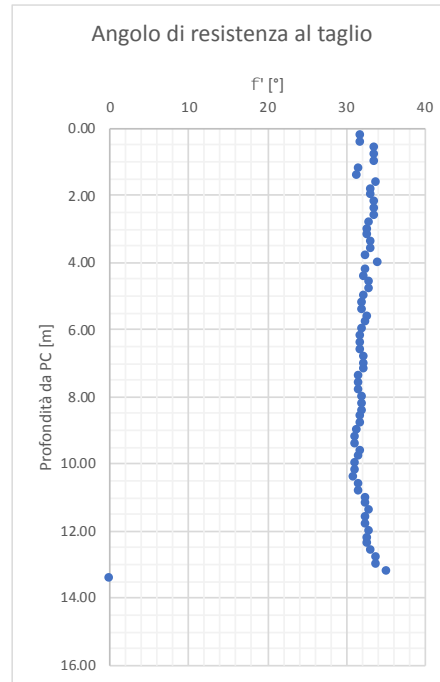
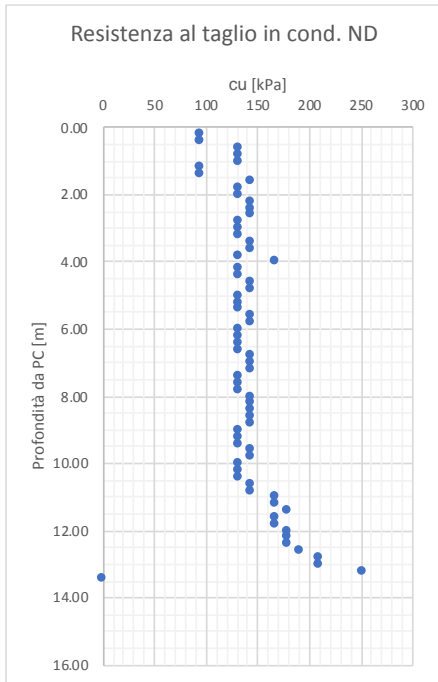
In cui W è il peso del maglio in kg, H è l'altezza di caduta in cm, D è il diametro del cono in cm² L è la penetrazione standard in cm ed N è il numero di colpi registrato all'i-esima profondità.



Relazione Geotecnica

Caratteristiche di prova

prova **DPSH 1** denominazione della prova
Ø [cm] **5.05** diametro del cono
W [kg] **63.5** peso del maglio
H [cm] **75** altezza di caduta
L [cm] **20** penetrazione standard
hw [m] **0.0** profondità della falda da PC



Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.

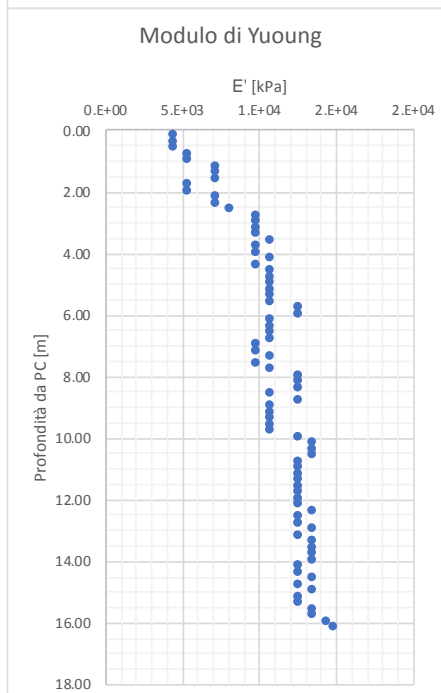
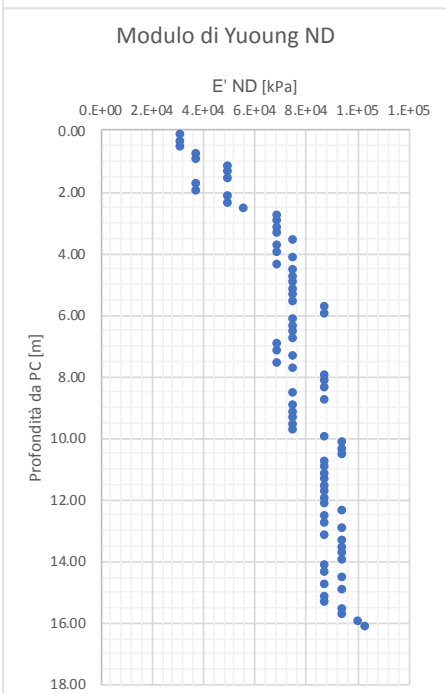
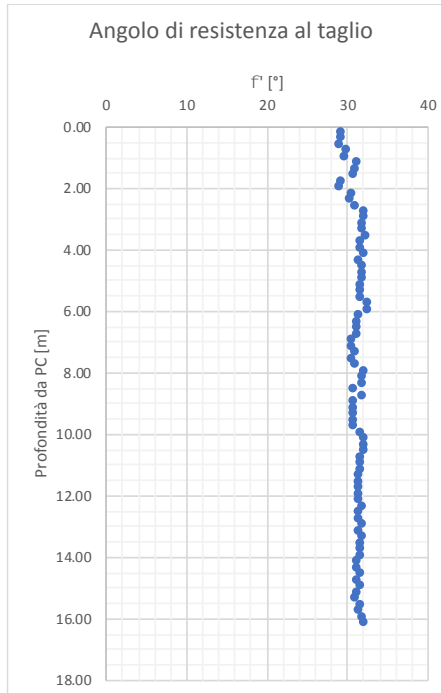
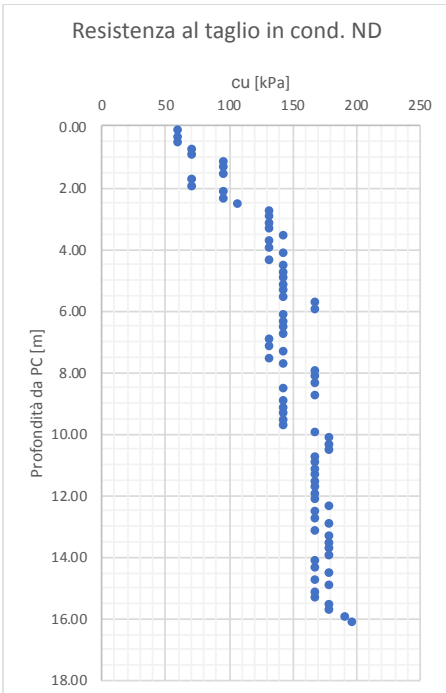




Relazione Geotecnica

Caratteristiche di prova

prova **DPSH 2** denominazione della prova
Ø [cm] **5.05** diametro del cono
W [kg] **63.5** peso del maglio
H [cm] **75** altezza di caduta
L [cm] **20** penetrazione standard
hw [m] **7.2** profondità della falda da PC



Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.

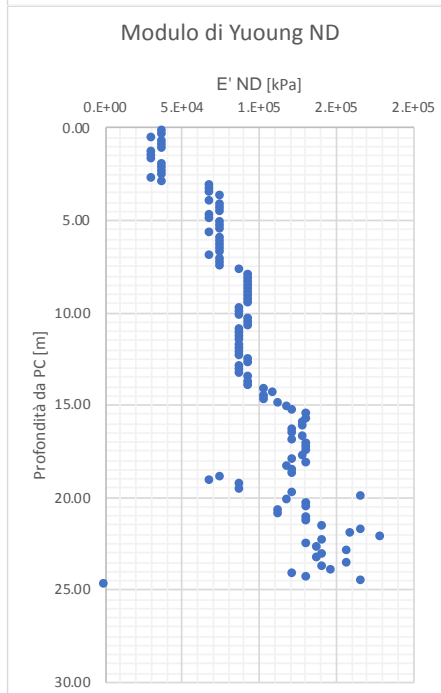
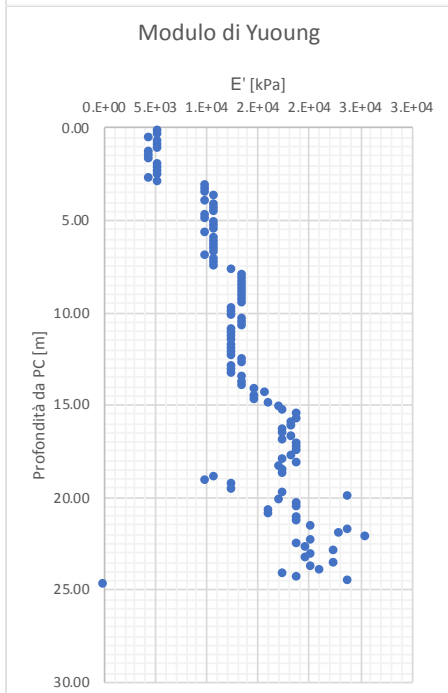
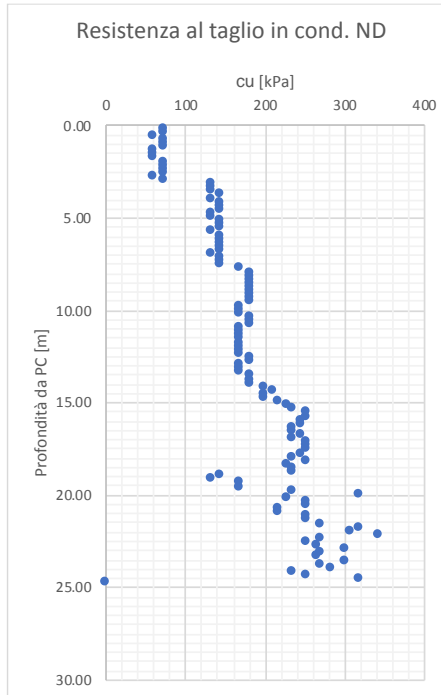
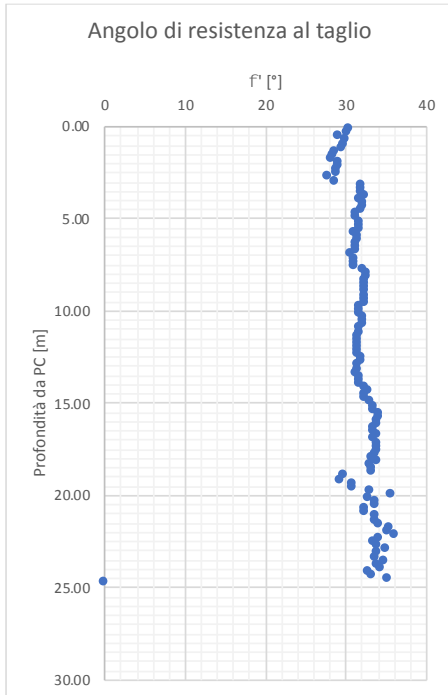




Relazione Geotecnica

Caratteristiche di prova

prova **DPSH 3** denominazione della prova
Ø [cm] **5.05** diametro del cono
W [kg] **63.5** peso del maglio
H [cm] **75** altezza di caduta
L [cm] **20** penetrazione standard
hw [m] **7.2** profondità della falda da PC



Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.

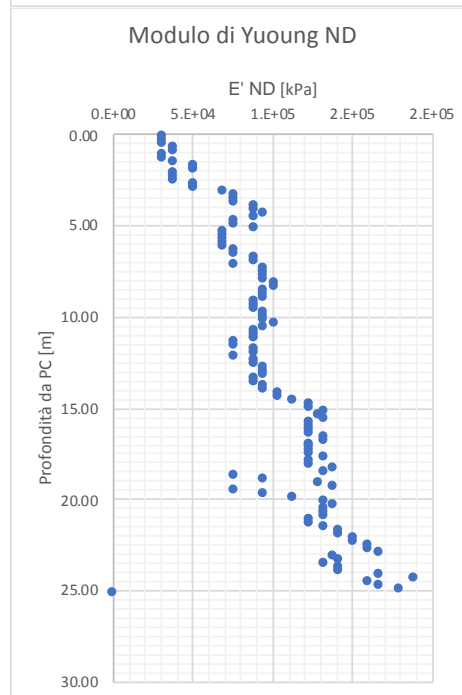
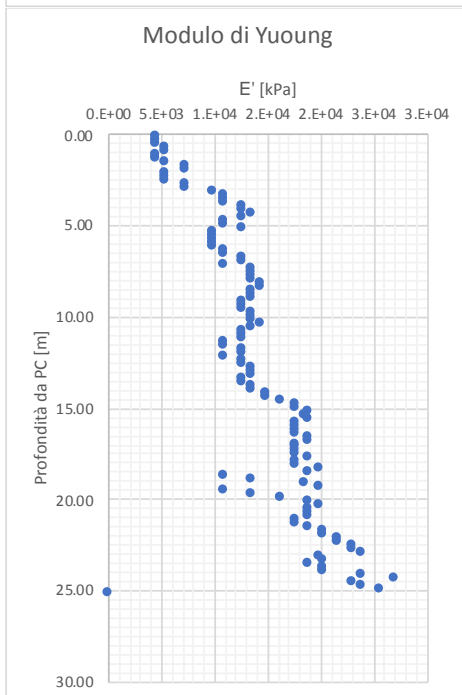
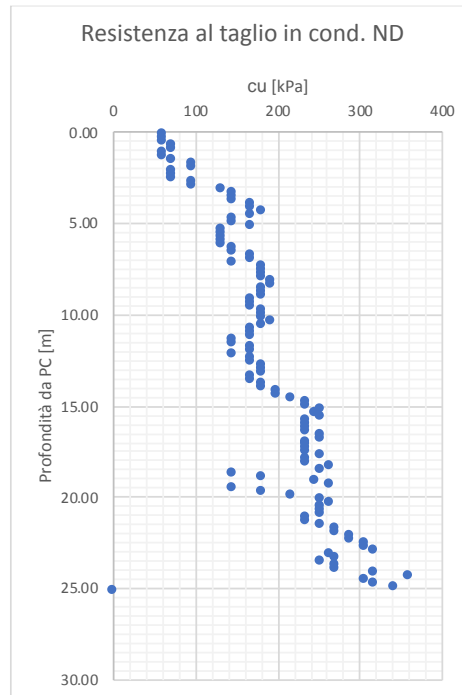
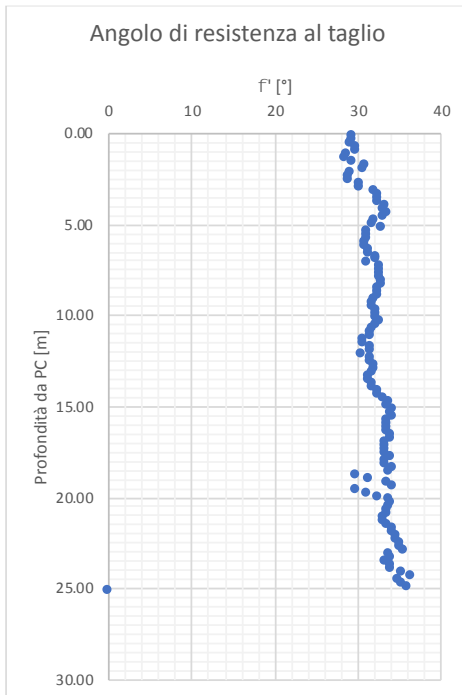




Relazione Geotecnica

Caratteristiche di prova

prova **DPSH 4** denominazione della prova
Ø [cm] **5.05** diametro del cono
W [kg] **63.5** peso del maglio
H [cm] **75** altezza di caduta
L [cm] **20** penetrazione standard
hw [m] **7.2** profondità della falda da PC



Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.

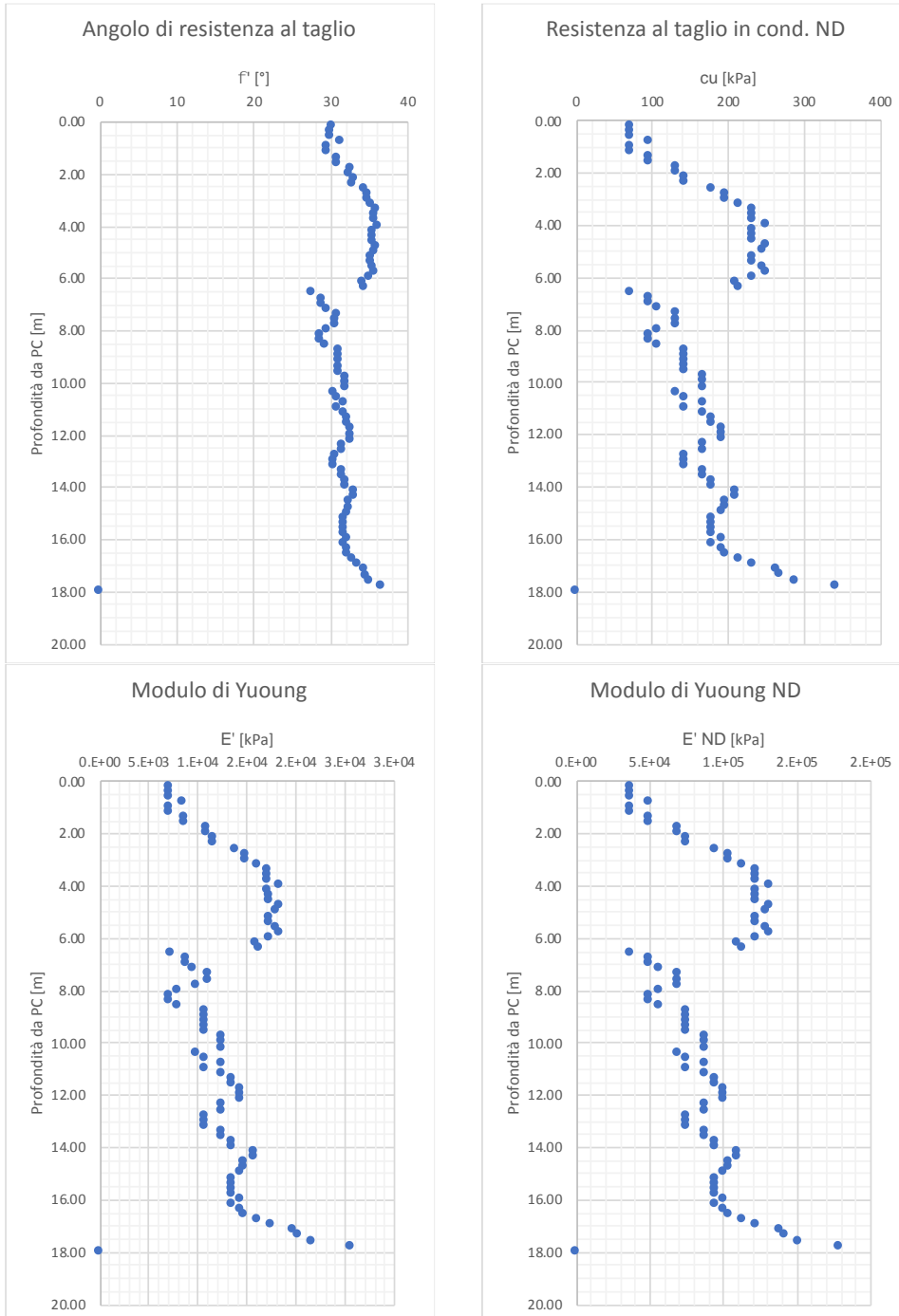




Relazione Geotecnica

Caratteristiche di prova

prova **DPSH 5** denominazione della prova
Ø [cm] **5.05** diametro del cono
W [kg] **63.5** peso del maglio
H [cm] **75** altezza di caduta
L [cm] **20** penetrazione standard
hw [m] **4.8** profondità della falda da PC



Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





2.3.5. Prove MASW

La MASW (Multichannel Analysis of Seismic Waves) è una metodologia di indagine geofisica che consente l'individuazione di frequenza, ampiezza, lunghezza d'onda e velocità di propagazione delle onde sismiche superficiali (principalmente onde di Rayleigh) generate artificialmente.

L'analisi delle onde superficiali permette la determinazione delle velocità delle onde di taglio verticali (v_s) nei terreni al di sotto dello stendimento sismico. L'indagine è realizzata disponendo lungo una linea retta, a intervalli regolari, una serie di geofoni collegati ad un sismografo. Una fonte puntuale di energia, quale mazza battente su piastra metallica o cannoncino sismico, produce treni d'onda che attraversano il terreno con percorsi, velocità e frequenze variabili. Il passaggio del treno d'onda sollecita la massa inerziale presente nel geofono: l'impulso così prodotto viene convertito in segnale elettrico e acquisito dal sismografo.

Il risultato è un sismogramma che contiene molteplici informazioni quali tempo di arrivo ai geofoni rispetto all'istante di energizzazione, frequenze e relative ampiezze dei treni d'onda.

La successiva elaborazione consente di ottenere un diagramma 1D (profondità/velocità onde di taglio) tramite modellazione ed elaborazione matematica con algoritmi capaci di minimizzare le differenze tra i modelli elaborati e i dati di partenza. Il diagramma, riferibile al centro della linea sismica, rappresenta un valor medio della sezione di terreno interessata all'indagine di lunghezza circa corrispondente a quella della linea sismica e profondità variabile principalmente in funzione delle caratteristiche dei materiali attraversati e della geometria dello stendimento. Il metodo MASW sfrutta le caratteristiche di propagazione delle onde di Rayleigh per ricavare le equivalenti velocità delle onde di taglio (v_s), essendo le onde di Rayleigh prodotte dall'interazione delle onde di taglio verticali e delle onde di volume (v_p).

Le onde di Rayleigh si propagano secondo fronti d'onda cilindrici, producendo un movimento ellittico delle particelle durante il transito. Con i metodi di energizzazione usuali i due terzi dell'energia prodotta viene trasportata dalle onde di Rayleigh, a fronte di meno di un terzo suddiviso tra le rimanenti tipologie di onde. Inoltre le onde di Rayleigh sono meno sensibili delle onde P e S alla dispersione in funzione della distanza e con un'attenuazione geometrica inferiore.

Le Onde di Rayleigh ad alte frequenze e piccole lunghezze d'onda trasportano informazioni relative agli strati più superficiali mentre quelle a basse frequenze e lunghezze d'onda maggiori interessano anche gli strati più profondi. In pratica il metodo MASW di tipo attivo opera in intervalli di frequenze comprese tra 5 e 70 Hz circa, permettendo di indagare una profondità massima variabile, in funzione delle

caratteristiche dei terreni interessati, tra 30 e 50 metri.

La geometria della linea sismica ha influenza sui dati e quindi sul risultato finale, infatti la massima lunghezza d'onda acquisibile è circa corrispondente alla lunghezza dello stendimento;



mentre la distanza tra i geofoni, solitamente compresa tra 1 e 3 metri, definisce la minima lunghezza d'onda individuabile evitando fenomeni di aliasing. In conclusione viene restituito un diagramma (1D) delle velocità delle onde di taglio (V_s) in funzione della profondità ed il calcolo della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità definita dall'espressione seguente (§3.2.2 delle NTC 2018):

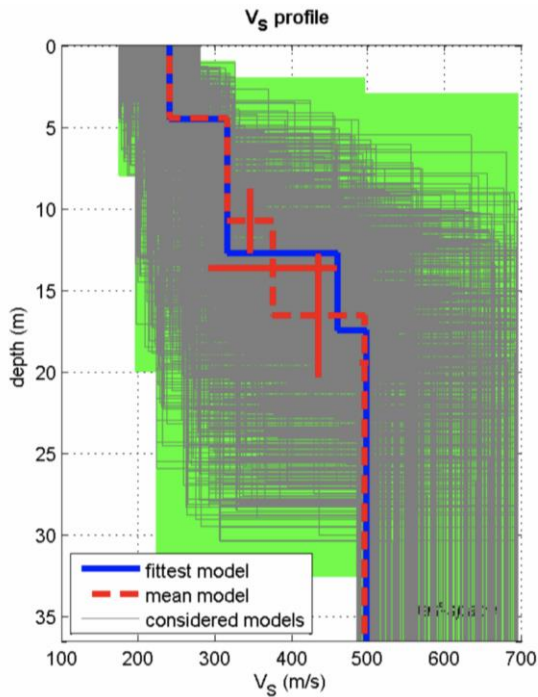
$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [m/s]$$

L'indagine è stata eseguita utilizzando un sismografo a 24 canali della PASI di Torino, modello 16SG24, con processore Pentium IV, display VGA a colori in LCD-TFT 10.4" TouchScreen, trattamento del segnale a 16 bit, trattamento dei dati Floating Point 32 bit, supporto di memorizzazione mediante Hard-Disk da 40 Gb, con funzione di incremento multiplo del segnale ad opzione per l'inversione di polarità, attivazione di filtri "passa alto", "passa basso" e "notch" in acquisizione o post-acquisizione. I guadagni sono selezionabili da software manualmente per ogni canale o in modo automatico e le acquisizioni sono automaticamente registrate sullo strumento. Sono stati 24 geofoni da 4,5 Hz e, come sorgente energizzante, una massa battente (martello) da 5 Kg battuta su una piastra metallica.

Per quanto concerne la stesa MASW 1, gli spessori rilevati e le relative velocità delle onde S portano alla determinazione di una $V_{s,30}$ (al piano campagna) pari a **370 m/sec** individuando, insieme alle valutazioni litologiche, per il sito in esame un **suolo B** (§3.2.2 delle NTC 2018).

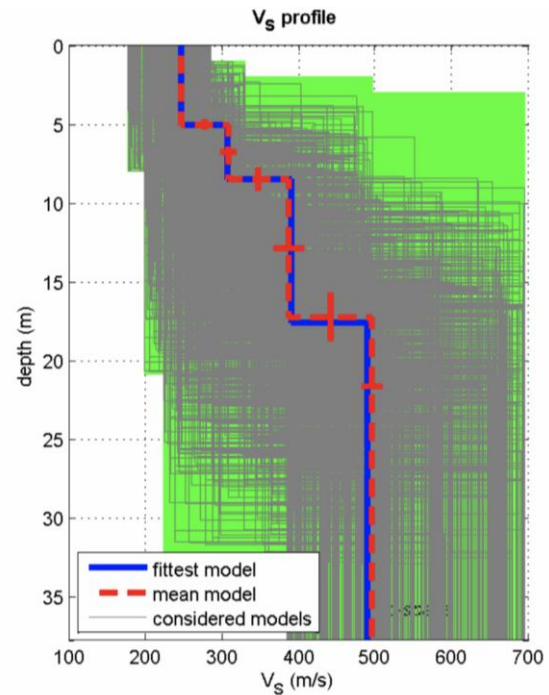
Per quanto concerne la stesa MASW 2, gli spessori rilevati e le relative velocità delle onde S portano alla determinazione di una $V_{s,30}$ (al piano campagna) pari a **374 m/sec**, individuando, insieme alle valutazioni litologiche, per il sito in esame un **suolo B** (§3.2.2 delle NTC 2018).

Di seguito si riportano i risultati delle prove eseguite.



dataset: mes1-5.DAT
dispersion curve: mes-1b.cdp
Vs30 (best model): 374 m/s
Vs30 (mean model): 370 m/s

Figura 0.3 Profili indagine MASW1



dataset: mes2-5.DAT
dispersion curve: mes-2.cdp
Vs30 (best model): 373 m/s
Vs30 (mean model): 374 m/s

Figura 0.4 Profili indagine MASW2

2.3.6. Prove di laboratorio

Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati dei campioni di tipo disturbato e non, quindi portati in laboratorio dove sono state condotte delle analisi propedeutiche alla caratterizzazione fisico meccanica dei materiali.

A seguire si riporta un quadro generale dei campioni prelevati e relative prove cui sono stati sottoposti.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Geotecnica

sondaggio	Campione	Tipo	Prof. [m]	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n	w _n [%]	Analisi granulom.	Limi di Atterberg	TD	ELL	ED
S1N	T1	IND	3.3	■	■	■	■	■	■	■	-	-
S1N	T2	IND	6.8	■	■	■	■	■	■	-	-	-
S1N	T3	IND	12.3	■	■	■	■	■	■	-	■	-
S1N	T5	CR	4.7	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S1N	T6	CR	8.7	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S1N	T7	CR	14.7	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S1N	T8	CR	18.2	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S2N	T9	CR	3.2	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S2N	T10	CR	6.7	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S2N	T11	CR	14.7	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S2N	T12	CR	16.7	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S3N	T3	CR	2.7	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S3N	T4	CR	6.2	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S3N	T1	IND	8.3	■	■	■	■	■	■	■	-	■
S3N	T5	CR	10.2	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S3N	T2	IND	10.3	■	■	■	■	■	■	■	■	-
S3N	T6	CR	16.2	-	■	-	■	■	■	-	-	-
S3N	T7	CR	23.7	-	■	-	■	■	■	-	-	-
SP1	T14	CR	3.2	-	■	-	■	■	■	-	-	-
SP1	T13	IND	9.3	■	■	■	■	■	■	■	■	-
SP1	T15	CR	9.5	-	■	-	■	■	■	-	-	-
SP1	T16	CR	12.2	-	■	-	■	■	■	-	-	-

Analisi granulometriche

sondaggio	Campione	Tipo	Prof. [m]	Ghiaia [%]	Sabbia [%]	Limo [%]	Argilla [%]	denominazione
S1N	T1	IND	3.3	0.00	46.35	21.34	32.31	sabbia con argilla limosa
S1N	T2	IND	6.8	0.00	43.61	27.36	29.03	sabbia con argilla con limo
S1N	T3	IND	12.3	0.00	27.41	30.08	42.50	argilla con limo con sabbia
S1N	T5	CR	4.7	3.80	70.62	15.37	10.21	sabbia debolmente limosa debolmente argillosa
S1N	T6	CR	8.7	0.00	35.04	29.07	35.89	argilla e sabbia con limo
S1N	T7	CR	14.7	0.00	28.35	30.62	41.02	argilla con limo con sabbia
S1N	T8	CR	18.2	0.00	26.45	32.96	40.59	argilla con limo con sabbia
S2N	T9	CR	3.2	0.00	22.86	33.24	43.90	argilla con limo sabbiosa
S2N	T10	CR	6.7	0.00	24.33	33.72	41.95	argilla con limo sabbiosa
S2N	T11	CR	14.7	0.34	75.41	13.94	10.31	sabbia debolmente limosa debolmente argillosa
S2N	T12	CR	16.7	0.00	36.44	27.61	35.95	sabbia e argilla con limo
S3N	T3	CR	2.7	2.88	71.87	15.09	10.16	sabbia limosa debolmente argillosa
S3N	T4	CR	6.2	5.44	83.23	5.78	5.55	sabbia
S3N	T1	IND	8.3	0.00	37.98	27.91	34.11	sabbia e argilla con limo
S3N	T5	CR	10.2	0.00	34.42	30.83	34.85	argilla e sabbia e limo
S3N	T2	IND	10.3	0.00	38.29	26.21	35.50	sabbia e argilla con limo
S3N	T6	CR	16.2	22.46	35.48	24.34	17.72	sabbia con limo ghiaiosa argillosa
S3N	T7	CR	23.7	0.00	38.34	25.35	36.31	sabbia e argilla con limo
SP1	T14	CR	3.2	0.64	92.71	0.49	6.16	sabbia
SP1	T13	IND	9.3	0.00	31.06	45.03	23.91	limo con sabbia argillosa
SP1	T15	CR	9.5	0.00	72.47	15.62	11.91	sabbia limosa argillosa
SP1	T16	CR	12.2	0.00	90.43	1.81	7.76	sabbia

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 25 di 67



Relazione Geotecnica

Caratterizzazione fisica

sondaggio	Campione	Tipo	Prof. [m]	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n	γ_d [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]
S1N	T1	IND	3.3	18.4	26.5	0.47	14.1	18.8
S1N	T2	IND	6.8	18.5	26.5	0.47	14.1	18.8
S1N	T3	IND	12.3	18.0	26.5	0.48	13.7	18.5
S1N	T5	CR	4.7	-	27.2	-	-	-
S1N	T6	CR	8.7	-	26.6	-	-	-
S1N	T7	CR	14.7	-	26.6	-	-	-
S1N	T8	CR	18.2	-	26.6	-	-	-
S2N	T9	CR	3.2	-	26.5	-	-	-
S2N	T10	CR	6.7	-	26.8	-	-	-
S2N	T11	CR	14.7	-	27.1	-	-	-
S2N	T12	CR	16.7	-	26.6	-	-	-
S3N	T3	CR	2.7	-	27.1	-	-	-
S3N	T4	CR	6.2	-	26.7	-	-	-
S3N	T1	IND	8.3	18.6	26.4	0.48	13.8	18.6
S3N	T5	CR	10.2	-	26.5	-	-	-
S3N	T2	IND	10.3	18.5	26.5	0.47	14.0	18.7
S3N	T6	CR	16.2	-	26.6	-	-	-
S3N	T7	CR	23.7	-	26.7	-	-	-
SP1	T14	CR	3.2	-	26.6	-	-	-
SP1	T13	IND	9.3	19.6	26.8	0.43	15.4	19.7
SP1	T15	CR	9.5	-	26.4	-	-	-
SP1	T16	CR	12.2	-	-	-	-	-

Limiti di Atterberg

sondaggio	Campione	Tipo	Prof. [m]	w_n [%]	w_l [%]	w_p [%]	I_p [%]	I_L	I_c	Tipo di Consistenza
S1N	T1	IND	3.3	30	34	23	11	0.66	0.34	poco plastico, stato plastico, molle plastico
S1N	T2	IND	6.8	31	36	23	13	0.61	0.39	poco plastico, stato plastico, molle plastico
S1N	T3	IND	12.3	31	40	25	15	0.41	0.59	poco plastico, stato plastico, molle plastico
S1N	T5	CR	4.7	30	ND	ND	ND	ND	ND	non plastico
S1N	T6	CR	8.7	30	39	25	14	0.38	0.62	poco plastico, stato plastico, molle plastico
S1N	T7	CR	14.7	30	34	23	11	0.60	0.40	poco plastico, stato plastico, plastico
S1N	T8	CR	18.2	28	34	24	10	0.43	0.57	poco plastico, stato plastico, molle plastico
S2N	T9	CR	3.2	29	38	21	17	0.48	0.52	plastico, stato plastico, plastico
S2N	T10	CR	6.7	29	33	22	11	0.68	0.32	poco plastico, stato plastico, molle plastico
S2N	T11	CR	14.7	30	ND	ND	ND	ND	ND	non plastico
S2N	T12	CR	16.7	31	40	25	15	0.37	0.63	poco plastico, stato plastico, molle plastico
S3N	T3	CR	2.7	10	ND	ND	ND	ND	ND	non plastico
S3N	T4	CR	6.2	17	ND	ND	ND	ND	ND	non plastico
S3N	T1	IND	8.3	34	35	22	13	0.94	0.06	poco plastico, stato plastico, fluido plastico
S3N	T5	CR	10.2	41	35	23	12	1.46	-0.46	poco plastico, stato plastico, fluido
S3N	T2	IND	10.3	32	36	22	14	0.75	0.25	poco plastico, stato plastico, fluido plastico
S3N	T6	CR	16.2	22	34	23	11	-0.06	1.06	poco plastico, stato semisolido, stato semisolido
S3N	T7	CR	23.7	16	42	25	17	-0.50	1.50	plastico, stato semisolido, stato semisolido
SP1	T14	CR	3.2	27	ND	ND	ND	ND	ND	non plastico
SP1	T13	IND	9.3	27	28	21	7	0.90	0.10	poco plastico, stato plastico, fluido plastico
SP1	T15	CR	9.5	30	ND	ND	ND	ND	ND	non plastico
SP1	T16	CR	12.2	30	ND	ND	ND	ND	ND	non plastico

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





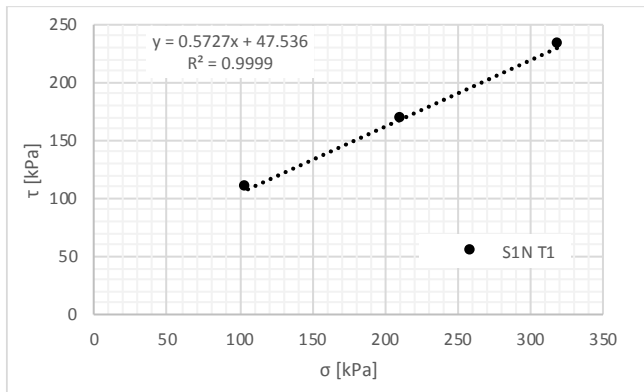
Relazione Geotecnica

Prove di taglio diretto

Campione S1N T1

Prova di taglio diretto

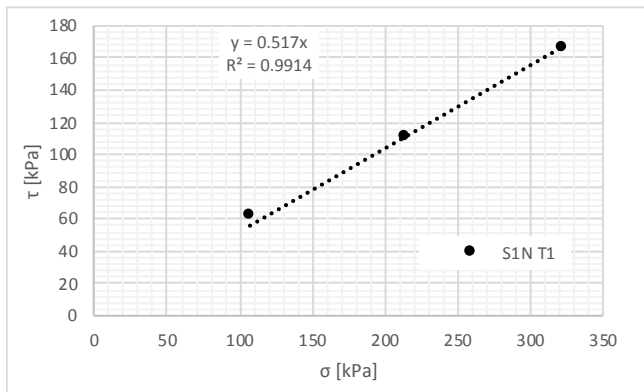
Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S1N	T1	3.25	indist.	prova 1	16.7	100.0	0.36	102.80	3.00	0.37	105.26	108.21
				prova 2	18.4	200.0	0.72	158.60	3.45	0.57	212.20	168.28
				prova 3	18.9	300.0	1.08	216.70	3.79	0.78	320.23	231.31



a 0.57 tangente interpolazione lineare
 b 47.50 intercetta interpolazione lineare
 ϕ' [°] 29 angolo di resistenza al taglio
 c' [kPa] 47 coesione intercetta

Prova di taglio residuo

Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S1N	T1	3.25	indist.	prova 1	16.7	100.0	0.36	57.80	3.96	0.21	107.07	61.88
				prova 2	18.4	200.0	0.72	102.80	4.12	0.37	214.75	110.38
				prova 3	18.9	300.0	1.08	153.50	4.26	0.55	322.93	165.23



a 0.52 tangente interpolazione lineare
 ϕ'_r [°] 27 angolo di resistenza al taglio

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



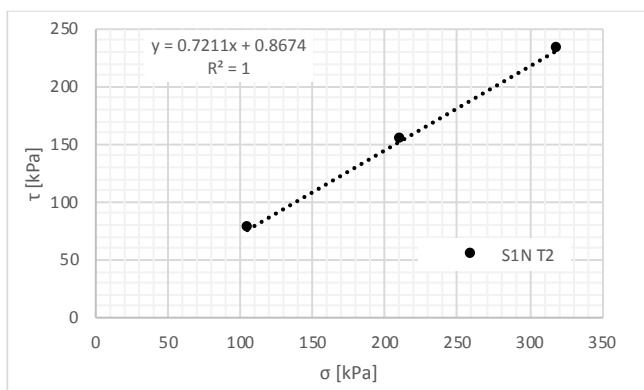


Relazione Geotecnica

Campione S1N T2

Prova di taglio diretto

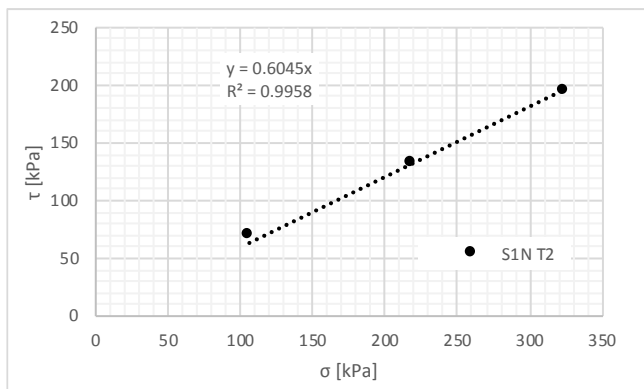
Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S1N	T2	6.75	indist.	prova 1	17.5	100.0	0.36	73.00	2.81	0.26	104.91	76.59
				prova 2	18.4	200.0	0.72	144.90	3.24	0.52	211.42	153.17
				prova 3	18.5	300.0	1.08	217.20	3.55	0.78	318.87	230.86



a 0.72 tangente interpolazione lineare
 b 0.86 intercetta interpolazione lineare
 ϕ' [°] 35 **angolo di resistenza al taglio**
 c' [kPa] 0 **coesione intercetta**

Prova di taglio residuo

Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S1N	T2	6.75	indist.	prova 1	17.5	100.0	0.36	65.60	3.46	0.24	106.11	69.61
				prova 2	18.4	200.0	0.72	120.30	5.02	0.43	218.26	131.28
				prova 3	18.5	300.0	1.08	180.10	4.26	0.65	322.93	193.86



a 0.60 tangente interpolazione lineare
 ϕ'_r [°] 30 **angolo di resistenza al taglio**

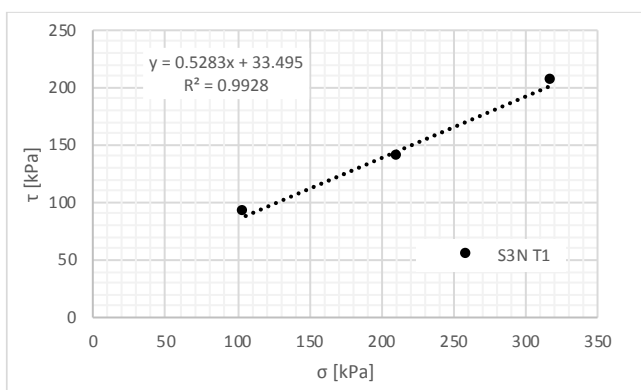


Relazione Geotecnica

Campione S3N T1

Prova di taglio diretto

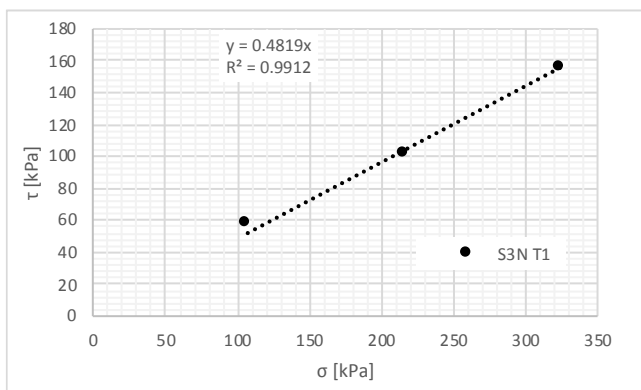
Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S3N	T1	8.25	indist.	prova 1	18.6	100.0	0.36	87.40	2.83	0.31	104.95	91.73
				prova 2	18.7	200.0	0.72	132.10	3.25	0.48	211.45	139.67
				prova 3	17.9	300.0	1.08	192.60	3.56	0.69	318.92	204.75



a 0.52 tangente interpolazione lineare
b 33.50 intercetta interpolazione lineare
 ϕ' [°] 27 angolo di resistenza al taglio
c' [kPa] 33 coesione intercetta

Prova di taglio residuo

Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S3N	T1	8.25	indist.	prova 1	18.6	100.0	0.36	53.90	3.83	0.19	106.82	57.58
				prova 2	18.7	200.0	0.72	94.30	4.38	0.34	215.74	101.72
				prova 3	17.9	300.0	1.08	144.10	4.52	0.52	324.44	155.84



a 0.48 tangente interpolazione lineare
 ϕ'_r [°] 25 angolo di resistenza al taglio

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



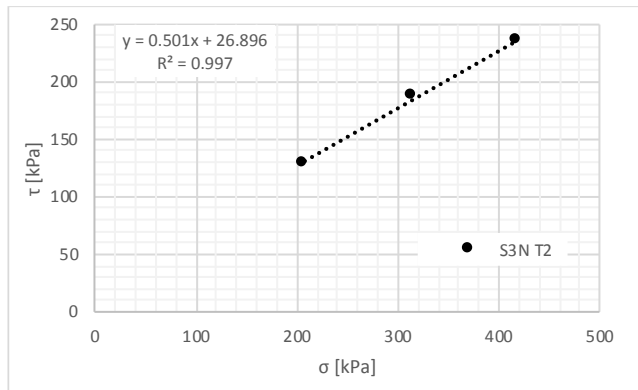


Relazione Geotecnica

Campione S3N T2

Prova di taglio diretto

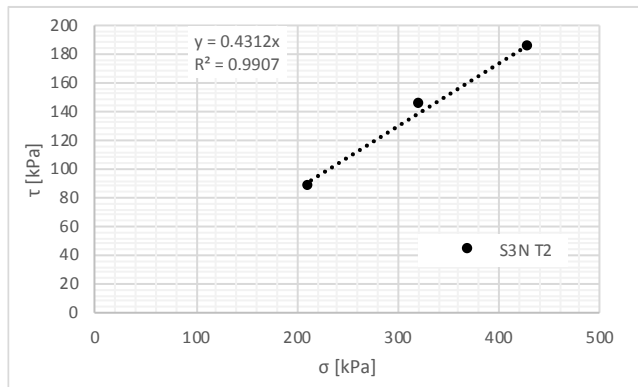
Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S3N	T2	10.25	indist.	prova 1	18.1	200.0	0.72	124.60	2.02	0.45	206.95	128.93
				prova 2	18.2	300.0	1.08	179.20	2.73	0.65	314.30	187.74
				prova 3	18,2	400.0	1.44	224.50	2.63	0.81	418.34	234.79



a 0.50 tangente interpolazione lineare
b 26.90 intercetta interpolazione lineare
 ϕ' [°] 26 angolo di resistenza al taglio
c' [kPa] 26 coesione intercetta

Prova di taglio residuo

Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S3N	T2	10.25	indist.	prova 1	18.1	200.0	0.72	82.00	3.82	0.30	213.60	87.58
				prova 2	18.2	300.0	1.08	133.70	4.13	0.48	322.18	143.58
				prova 3	18,2	400.0	1.44	171.30	4.23	0.62	430.34	184.29



a 0.43 tangente interpolazione lineare
 ϕ'_r [°] 23 angolo di resistenza al taglio

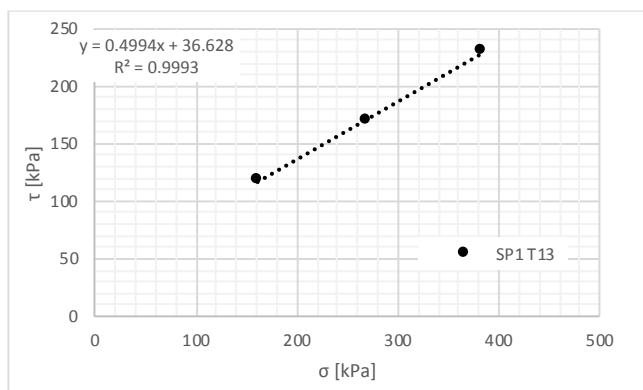


Relazione Geotecnica

Campione SP1 T3

Prova di taglio diretto

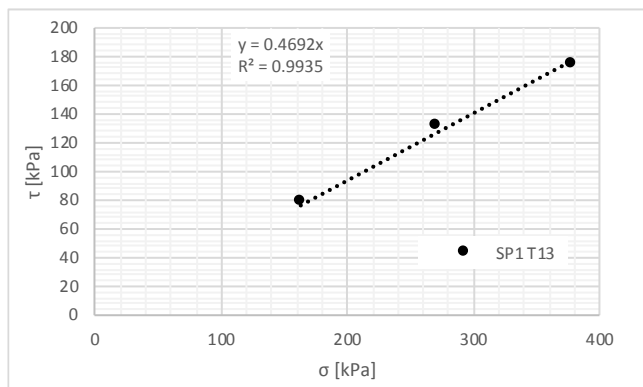
Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
SP1	T13	9.25	indist.	prova 1	19,2	150.0	0.54	109.70	4.38	0.39	161.81	118.34
				prova 2	19,1	250.0	0.90	157.10	4.53	0.57	270.42	169.93
				prova 3	19,3	350.0	1.26	208.90	5.41	0.75	384.69	229.60



a 0.50 tangente interpolazione lineare
 b 36.62 intercetta interpolazione lineare
 ϕ' [°] 26 angolo di resistenza al taglio
 c' [kPa] 36 coesione intercetta

Prova di taglio residuo

Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
SP1	T13	9.25	indist.	prova 1	19,2	150.0	0.54	71.70	4.77	0.26	162.95	77.89
				prova 2	19,1	250.0	0.90	121.00	4.79	0.44	271.69	131.50
				prova 3	19,3	350.0	1.26	161.00	4.57	0.58	378.86	174.27



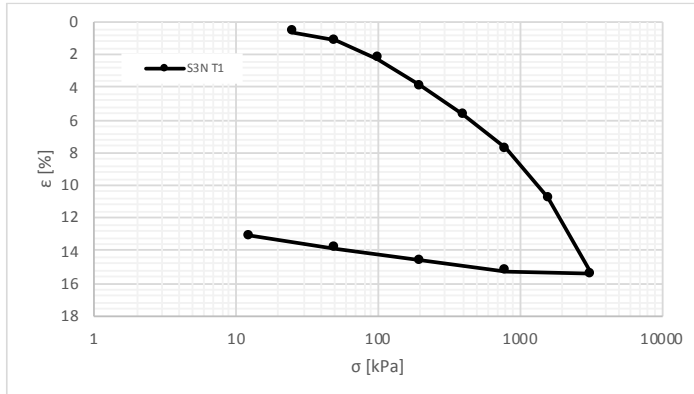
a 0.47 tangente interpolazione lineare
 ϕ'_r [°] 25 angolo di resistenza al taglio



Relazione Geotecnica

Prove di compressione edometrica

Sondaggio	Campione	Falda	prof. [m]	Tipo	γ [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	n	e_0	σ [kPa]	DI [mm/100]	ϵ [%]	E_{ed} [Mpa]	σ_{ref} [kPa]	E_{ed} [MPa]
S3N	T1	si	8.25	indist.	17.74	13.23	0.49	0.96	25.0	12	0.6	-	92	4.70
									50.0	23	1.2	4.7		
									100.0	44	2.2	4.7		
									200.0	78	3.9	5.9		
									400.0	113	5.6	11.6		
									800.0	155	7.7	19.1		
									1600.0	215	10.8	26.4		
									3200.0	309	15.4	34.2		
									800.0	306	15.3			
									200.0	292	14.6			
50.0	278	13.9												
12.5	262	13.1												



Riepilogo prove di caratterizzazione meccanica

A seguire si mostra un riepilogo delle prove di laboratorio relativamente alla caratterizzazione meccanica dei campioni elaborate ai paragrafi precedenti e con inclusi i risultati delle prove di compressione ELL cui si ricava la resistenza in condizioni non drenate.

sondaggio	Campione	Tipo	Prof. [m]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_{ed} [MPa]	$\phi'r$ [°]
S1N	T1	IND	3.3	29	47	-	-	27
S1N	T2	IND	6.8	35	0	-	-	30
S1N	T3	IND	12.3	-	-	103	-	-
S1N	T5	CR	4.7	-	-	-	-	-
S1N	T6	CR	8.7	-	-	-	-	-
S1N	T7	CR	14.7	-	-	-	-	-
S1N	T8	CR	18.2	-	-	-	-	-
S2N	T9	CR	3.2	-	-	-	-	-
S2N	T10	CR	6.7	-	-	-	-	-
S2N	T11	CR	14.7	-	-	-	-	-
S2N	T12	CR	16.7	-	-	-	-	-
S3N	T3	CR	2.7	-	-	-	-	-
S3N	T4	CR	6.2	-	-	-	-	-
S3N	T1	IND	8.3	27	33	-	4.7	25
S3N	T5	CR	10.2	-	-	-	-	-
S3N	T2	IND	10.3	26	26	37	-	23
S3N	T6	CR	16.2	-	-	-	-	-
S3N	T7	CR	23.7	-	-	-	-	-
SP1	T14	CR	3.2	-	-	-	-	-
SP1	T13	IND	9.3	26	36	11	-	25
SP1	T15	CR	9.5	-	-	-	-	-
SP1	T16	CR	12.2	-	-	-	-	-

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





2.3.7. Caratterizzazione geotecnica Mesima 1

In relazione ai risultati ottenuti dalle prove in situ ed in laboratorio è possibile definire le seguenti macro unità geotecniche di riferimento per la costruzione del modello geotecnico di calcolo:

- SL sabbie limose, presenti nella zona d'alveo del fiume Mesima con altezza del banco variabile e che va riducendosi verso le pendici laterali sino a scomparire. È caratterizzata da una granulometria che va dalle sabbie limose sino a trovanti della dimensione dei ciottoli e di colore marrone. Si presentano con una coesione praticamente nulla ed in forma non plastica. La frazione di sabbia è predominante rispetto alle altre.
- AL argille limose, costituente il substrato nella zona d'alveo ma affiorante a piano campagna nella zona a monte dello stesso. È caratterizzata da una granulometria fine con la frazione argillosa predominante e visibile anche nel colore grigio. Si presentano quasi sempre in condizioni di stato plastico e consistenza da molle a semisolida in profondità. Al suo interno si trovano comunque livelli sparsi in cui la frazione delle sabbie cresce sino a diventare paragonabile a quella delle argille.
- CT coltre superficiale, presente nella zona di monte nel versante e localizzata ad alcune aree evidentemente poste in loco da movimenti franosi già avvenuti. Si presentano con una resistenza bassa caratterizzata dalla resistenza al taglio residua dell'unità geotecnica principale AL.

A seguire si riporta una visione delle unità geotecniche disposte nei sondaggi geognostici presentati ai paragrafi precedenti e quindi i parametri fisico meccanici di riferimento.

U.G.	γ_s [kN/m ³]	n	γ_d [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E_{ed} [MPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	k [m/s]	k [m/d]
CT	26.5	0.47	14.0	18.7	5	23	0	10	1.5E-07	1.3E-02
AL	26.5	0.44	14.8	19.2	5	27	25	50	1.0E-07	8.6E-03
SL	27.0	0.40	16.20	20.2	15	30	0	-	1.0E-06	8.6E-02



Relazione Geotecnica

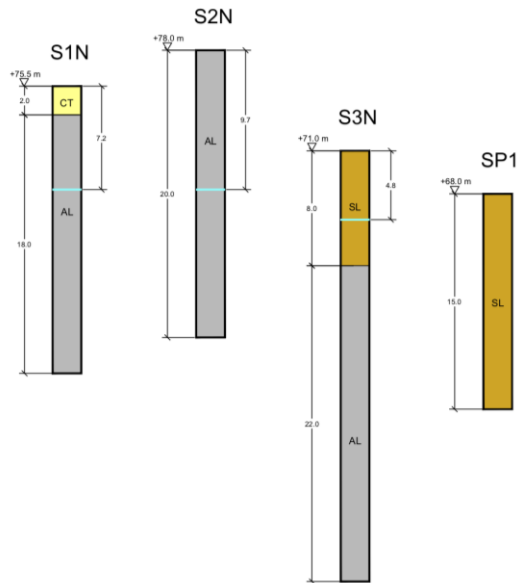


Figura 0.5 Schematizzazione dei sondaggi geognostici con indicazione delle unità geotecniche



2.4. Mesima 3

Si riporta nell'immagine seguente l'esatta ubicazione delle indagini utili a caratterizzare i terreni in corrispondenza del Viadotto Mesima 3.

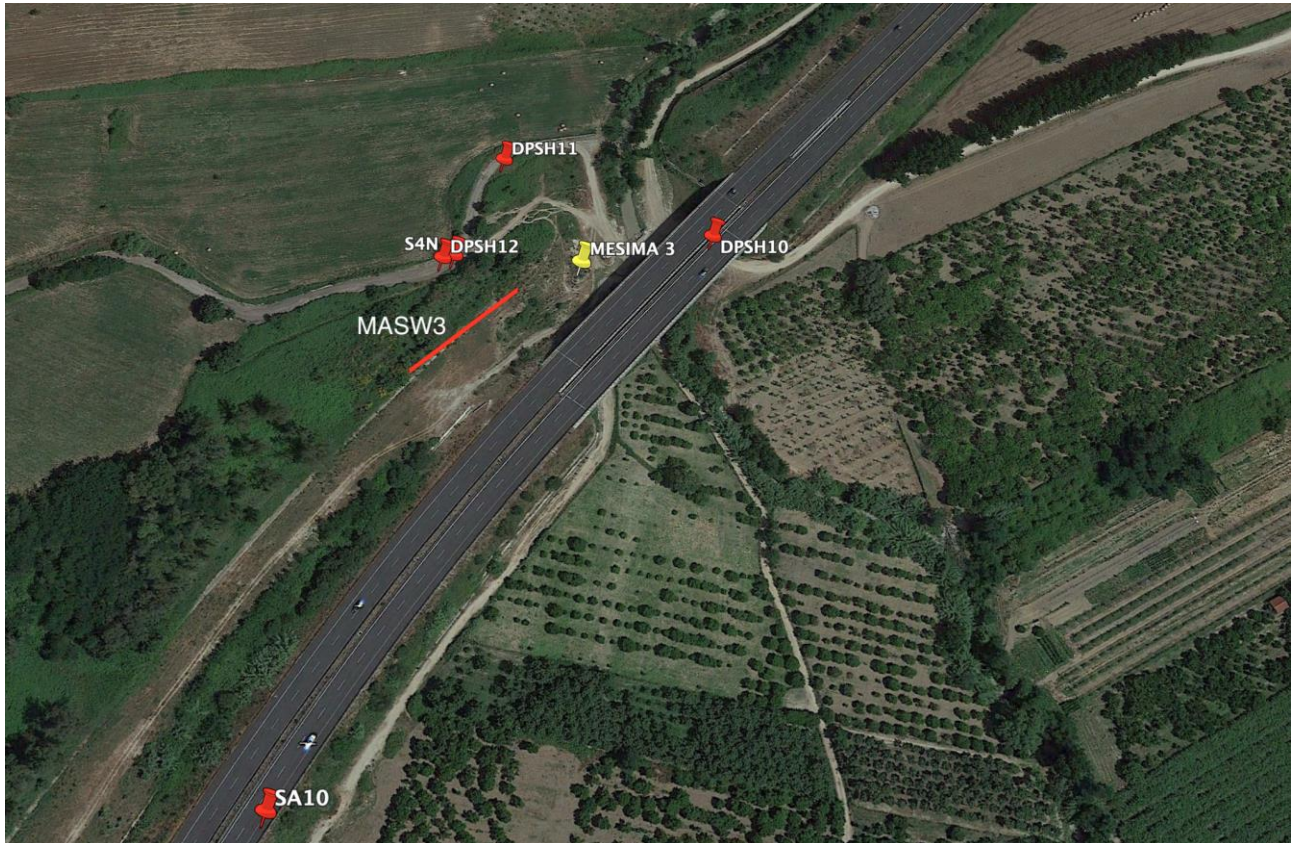


Figura 0.6 Disposizione planimetrica delle indagini

2.4.1. Sondaggi geognostici a carotaggio continuo

Per quanto riguarda gli interventi in corrispondenza del Mesima 3, oltre alla campagna indagini 2018-2019 si è fatto riferimento al sondaggio SA10 della campagna 2017.

Pertanto sono stati considerati n2 sondaggi verticali a carotaggio continuo con prelievo del materiale estratto e catalogazione ordinata del materiale all'interno di apposite cassette catalogatrici. I sondaggi sono stati eseguiti con sistema a rotazione mediante sonda CMV 600. In appendice alla presente si mostrano le colonne stratigrafiche con descrizione visiva dei litotipi riscontrati e la documentazione fotografica del materiale estratto.



2.4.2. Letture piezometriche

Il sondaggio S4N è stato dotato di piezometro per il rilevamento della quota di falda.

A seguire si mostrano i risultati ottenuti.

Dati del piezometro		Risultati	
Sondaggio	S4N	Data	Letture
Diametro	50.8 mm	03/07/19	-16.00 m
Tipo di piez.	tubo aperto		
Lunghezza tubo	30 m		
quota boccaforo	+68 m s.l.m.		

2.4.3. Prove SPT

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite Prove Penetrometriche Dinamiche del tipo S.P.T. (Standard Penetration Test) secondo quanto indicato nelle "Raccomandazioni AGI, 1977".

Per l'attrezzatura e la descrizione della prova si fa riferimento a quanto detto per il Mesima 1.

In tabella a seguire i risultati ottenuti.

SONDAGGIO	PROFONDITA' PROVA [m]	CAMPIONATORE RAYMOND [R] O PUNTA CONICA [C]	PROFONDITA' FALDA [m]	TERRENO A GRANA GROSSA (G), FINE (F), MISTA (M)	OCR (indicare NC o SC)	NUMERO COLPI REGISTRATI			N ₃₀ =N ₂ +N ₃ per punta cava N ₃₀ =(N ₂ +N ₃)x0,8 per punta conica	N30c corretto per presenza di falda solo in sabbie fini o sabbie limose	TENSIONE VERTICALE EFFICACE σ'v [kPa]
						N ₁	N ₂	N ₃			
S4N	2.5	C	16.0	M	NC	6	7	7	11	11	43
S4N	5.5	C	16.0	M	NC	3	4	6	8	8	94
S4N	8.5	C	16.0	M	NC	7	7	9	13	13	145
S4N	15.0	C	16.0	M	NC	5	7	8	12	12	255
S4N	21.0	C	16.0	M	NC	7	11	13	19	17	317
SA10	1.8	C	4.5	G	NC	11	19	13	26	26	30
SA10	3.2	C	4.5	G	NC	17	29	38	54	54	55
SA10	4.7	C	4.5	G	NC	6	23	24	38	38	78
SA10	6.2	C	4.5	F	NC	11	13	18	25	20	92
SA10	7.7	C	4.5	F	NC	10	10	8	14	14	105
SA10	9.2	C	4.5	F	NC	7	16	14	24	20	119



Relazione Geotecnica

SONDAGGIO	PROFONDITA' PROVA [m]	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO DI PICCO				DENSITA' RELATIVA				MODULO DI ELASTICITA' DI YOUNG IN COND. DRENATE			MODULO DI YOUNG NON DRENATO (Stroud, 1989)	COESIONE NON DRENATA (Terzaghi e Peck, 1948)							
		Metodo 1 (De Meillo, 1971)		Metodo 2 (Shioi e Fukuni, 1982)		Metodo 3 (Schmertmann, 1975)		MEDIA	Metodo 1 (Bazaraa, 1967)		Metodo 2 (Gibbs e Holtz, 1953)	Metodo 3 (Kulhawy e Mayne, 1990)			MEDIA	Metodo 1 (grana grossa o mista (Jamolkowski, 1988))	Metodo 2 (grana grossa o mista (Shultz e Stroud, 1989))	Metodo 3 (grana fine o mista (Stroud, 1989))	MEDIA	E _u [kPa]	c _u [kPa]
		φ'	φ'	φ'	φ'	D _r	D _r		D _r	D _r											
S4N	2.5	28	30	39	32	0.45	0.64	0.46	0.52	9.72E+03	1.35E+04	1.01E+04	1.11E+04	7.06E+04	75						
S4N	5.5	26	29	32	29	0.31	0.45	0.32	0.36	7.39E+03	1.18E+04	7.20E+03	8.80E+03	5.04E+04	54						
S4N	8.5	29	31	34	31	0.37	0.50	0.37	0.41	1.16E+04	1.44E+04	1.15E+04	1.25E+04	8.06E+04	86						
S4N	15.0	28	31	30	30	0.32	0.39	0.31	0.34	1.12E+04	1.39E+04	1.08E+04	1.20E+04	7.56E+04	80						
S4N	21.0	31	32	31	31	0.36	0.43	0.35	0.38	1.57E+04	1.66E+04	1.54E+04	1.59E+04	1.08E+05	115						
SA10	1.8	35	35	48	39	0.76	1.03	0.77	0.85	1.93E+04	2.11E+04	-	2.02E+04	-	-						
SA10	3.2	43	43	53	46	0.91	1.34	0.95	1.00	3.75E+04	3.59E+04	-	3.67E+04	-	-						
SA10	4.7	39	38	48	42	0.68	1.03	0.73	0.81	2.88E+04	2.74E+04	-	2.81E+04	-	-						
SA10	6.2	32	33	41	35	-	-	-	-	-	-	1.79E+04	1.79E+04	1.25E+05	133						
SA10	7.7	30	31	37	33	-	-	-	-	-	-	1.30E+04	1.30E+04	9.07E+04	96						
SA10	9.2	32	33	39	35	-	-	-	-	-	-	1.76E+04	1.76E+04	1.23E+05	131						

2.4.4. Prove DPSH

Per la descrizione della prova si fa riferimento a quanto detto per il Mesima 1.

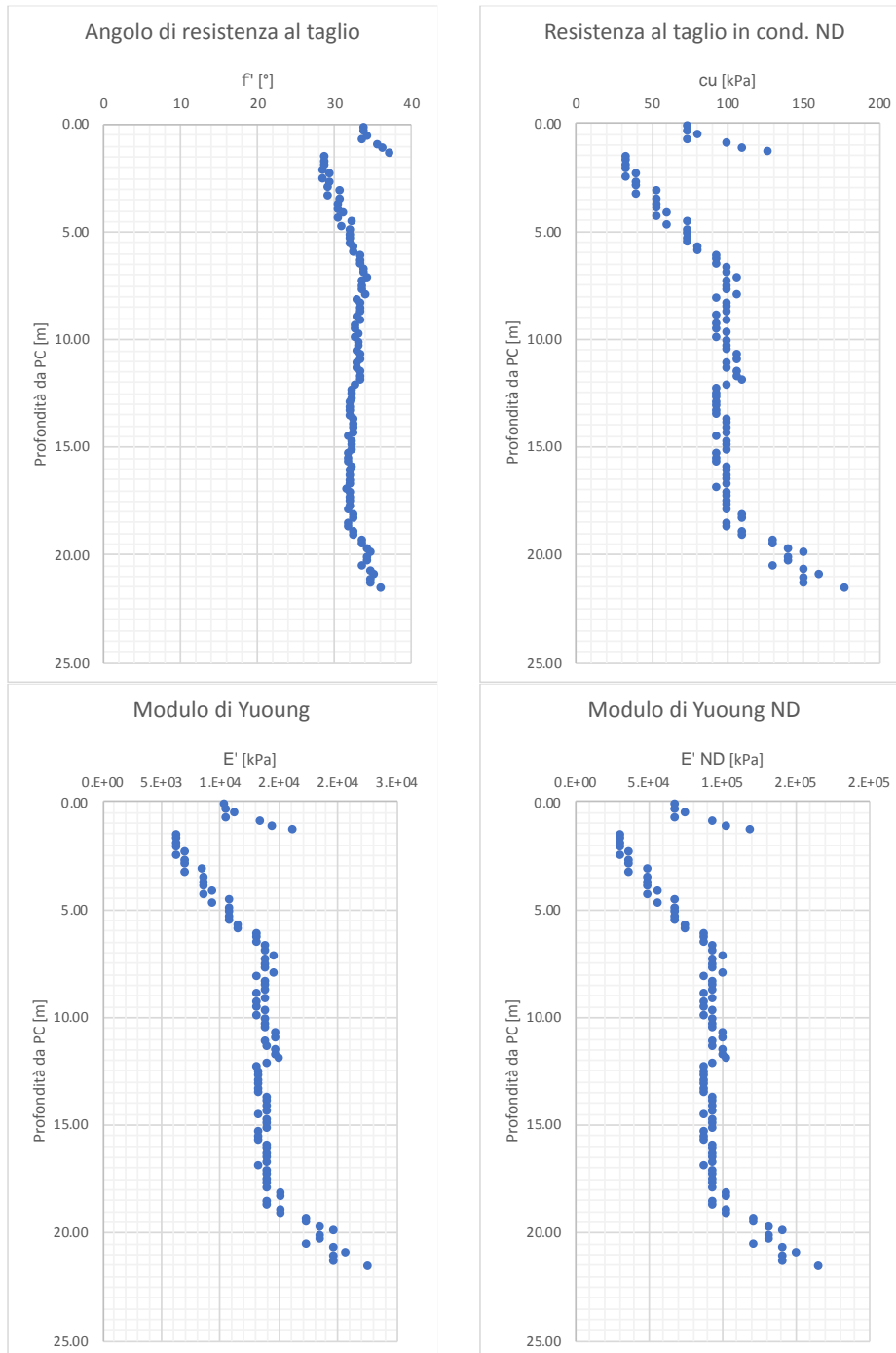
Di seguito si riportano i risultati ottenuti.



Relazione Geotecnica

Caratteristiche di prova

prova **DPSH10** denominazione della prova
Ø [cm] **5.05** diametro del cono
W [kg] **63.5** peso del maglio
H [cm] **75** altezza di caduta
L [cm] **20** penetrazione standard
hw [m] **0.0** profondità della falda da PC



Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.

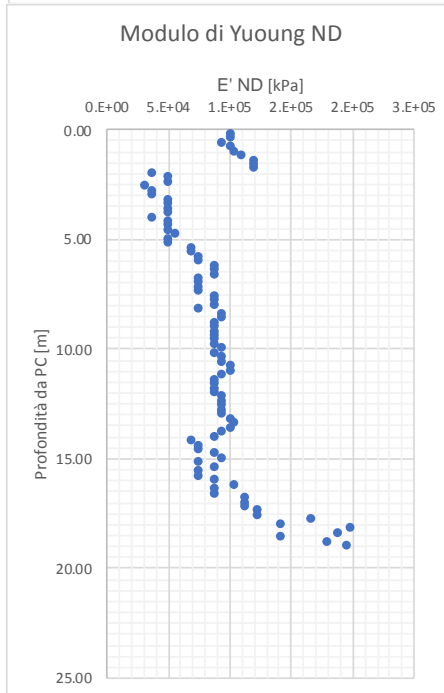
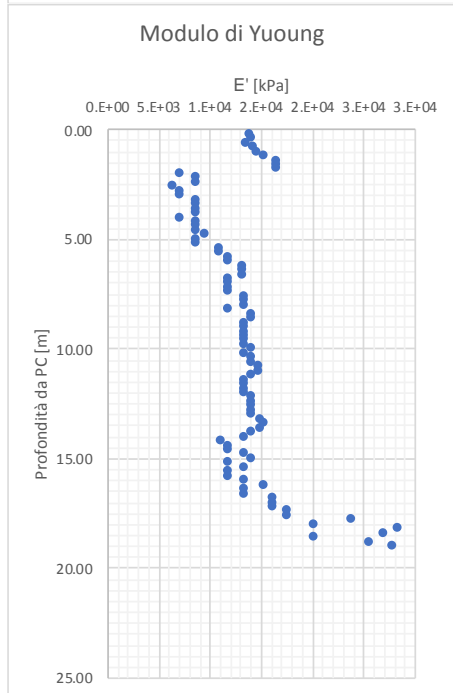
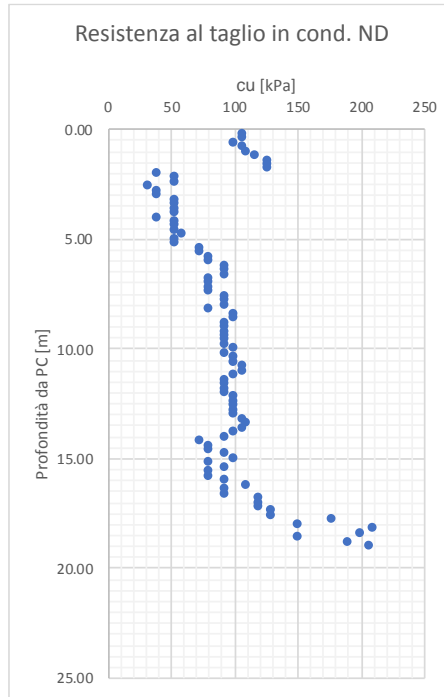
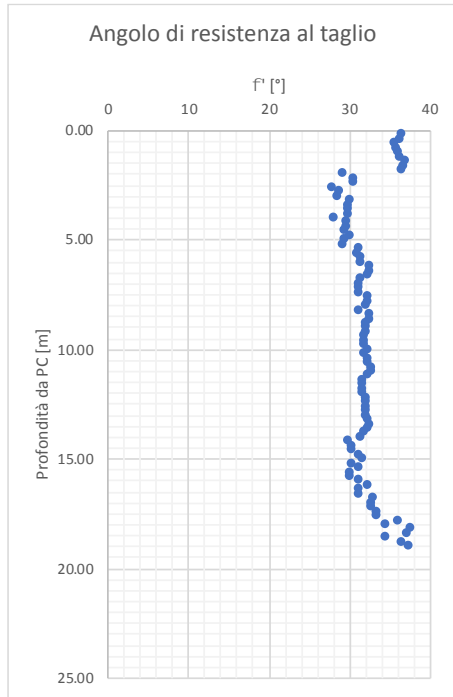




Relazione Geotecnica

Caratteristiche di prova

prova **DPSH11** denominazione della prova
Ø [cm] **5.05** diametro del cono
W [kg] **63.5** peso del maglio
H [cm] **75** altezza di caduta
L [cm] **20** penetrazione standard
hw [m] **6.0** profondità della falda da PC



Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.

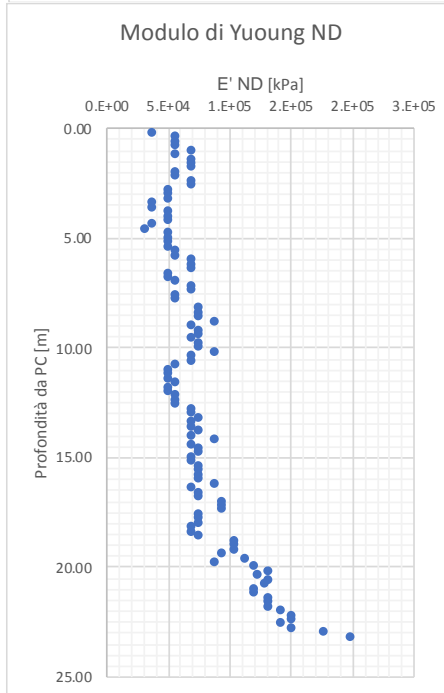
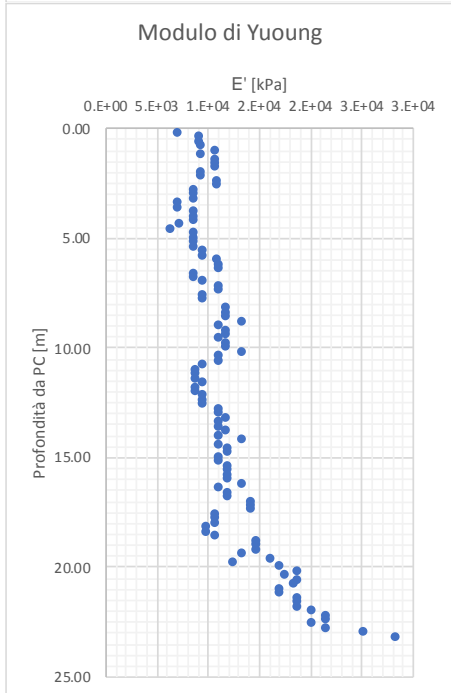
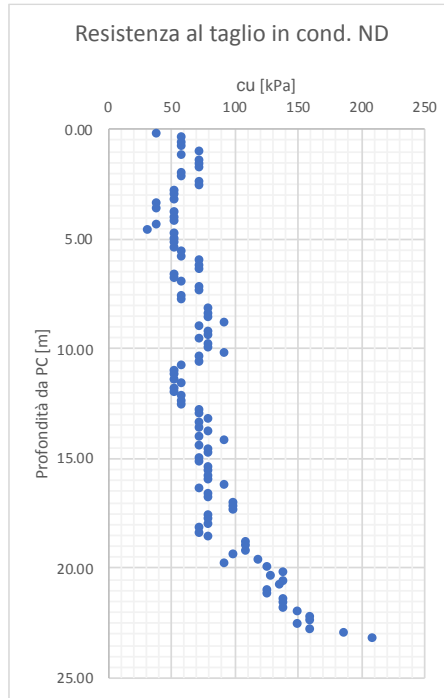
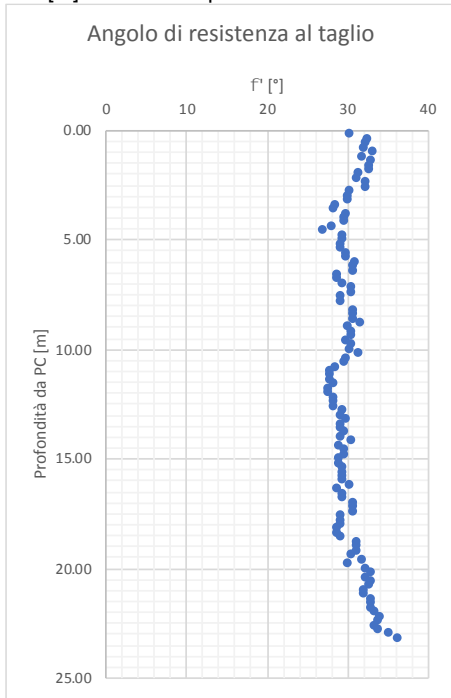




Relazione Geotecnica

Caratteristiche di prova

prova **DPSH12** denominazione della prova
Ø [cm] **5.05** diametro del cono
W [kg] **63.5** peso del maglio
H [cm] **75** altezza di caduta
L [cm] **20** penetrazione standard
hw [m] **16.0** profondità della falda da PC



Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





2.4.5. Prove MASW

Per la descrizione della prova si fa riferimento a quanto detto per il Mesima 1.

Di seguito si riporta il risultato della prova eseguita.

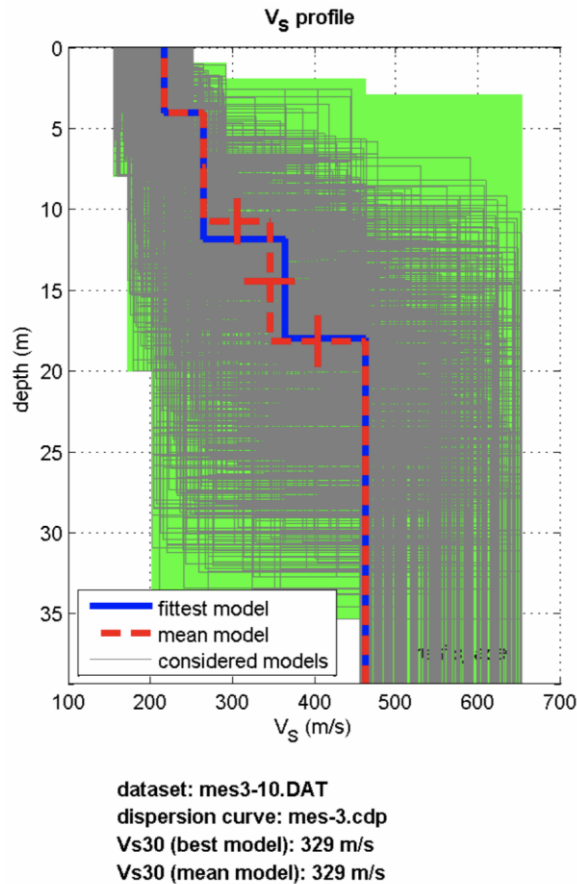


Figura 0.7 Profili indagine MASW1

2.4.6. Prove di laboratorio

Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati dei campioni di tipo disturbato e non, quindi portati in laboratorio dove sono state condotte delle analisi propedeutiche alla caratterizzazione fisico meccanica dei materiali.

A seguire si riporta un quadro generale dei campioni prelevati e relative prove cui sono stati sottoposti.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Geotecnica

sondaggio	Campione	Tipo	Prof. [m]	Unità geot.	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n	w_n [%]	Analisi granulom.	Limi di Atterberg	TD	ELL	ED
S4N	T13	CR	2.8	SA	-	•	-	•	•	•	-	-	-
SA10	SPT3	CR	4.5	SG	•	•	•	•	•	•	-	-	-
S4N	T8	IND	5.3	SA	•	•	•	•	•	•	•	•	-
S4N	T14	CR	5.7	SA	-	•	-	•	•	•	-	-	-
S4N	T15	CR	8.5	LAs	-	•	-	•	•	•	-	-	-
S4N	T9	IND	10.3	LAs	•	•	•	•	•	•	•	•	•
S4N	T16	CR	15.2	SA	-	•	-	•	•	•	-	-	-
S4N	T10	IND	18.3	LAs	•	•	•	•	•	•	•	•	-
S4N	T11	IND	20.8	LAs	•	•	•	•	•	•	-	•	-
S4N	T17	CR	21.2	LAs	-	•	-	•	•	•	-	-	-
S4N	T12	IND	25.3	LAs	•	•	•	•	•	•	-	-	-

Analisi granulometriche

sondaggio	Campione	Tipo	Prof. [m]	Unità geot.	Ghiaia [%]	Sabbia [%]	Limo [%]	Argilla [%]	denominazione
S4N	T13	CR	2.8	SA	0.00	48.56	22.67	28.77	Sabbia con argilla limoso
SA10	SPT3	CR	4.5	SG	23.00	70.00	7.00	0.00	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa
S4N	T8	IND	5.3	SA	0.00	38.87	30.41	30.72	Sabbia con argilla con limo
S4N	T14	CR	5.7	SA	0.00	38.70	25.97	35.33	Sabbia e argilla con limo
S4N	T15	CR	8.5	LAs	0.00	21.79	46.03	32.18	Limo con argilla sabbioso
S4N	T9	IND	10.3	LAs	0.00	21.81	49.10	29.09	Limo con argilla sabbioso
S4N	T16	CR	15.2	SA	0.00	57.45	18.47	24.08	Sabbia argillosa limosa
S4N	T10	IND	18.3	LAs	0.00	20.58	49.98	29.34	Limo con argilla sabbioso
S4N	T11	IND	20.8	LAs	0.00	20.70	48.74	30.56	Limo con argilla sabbioso
S4N	T17	CR	21.2	LAs	0.00	21.79	46.03	32.18	Limo con argilla sabbioso
S4N	T12	IND	25.3	LAs	0.00	22.04	47.07	30.89	Limo con argilla sabbioso

Caratterizzazione fisica

sondaggio	Campione	Tipo	Prof. [m]	Unità geot.	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n	γ_d [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	w_n [%]
S4N	T13	CR	2.8	SA	-	26.7	-	-	-	22
SA10	SPT3	CR	4.5	SG	19.7	26.0	0.30	18.3	21.3	8
S4N	T8	IND	5.3	SA	18.8	26.6	0.45	14.5	19.0	30
S4N	T14	CR	5.7	SA	-	26.5	-	-	-	28
S4N	T15	CR	8.5	LAs	-	26.4	-	-	-	33
S4N	T9	IND	10.3	LAs	19.0	26.4	0.45	14.5	19.0	31
S4N	T16	CR	15.2	SA	-	26.6	-	-	-	28
S4N	T10	IND	18.3	LAs	18.2	26.3	0.48	13.7	18.5	33
S4N	T11	IND	20.8	LAs	19.2	26.4	0.44	14.9	19.3	29
S4N	T17	CR	21.2	LAs	-	26.4	-	-	-	33
S4N	T12	IND	25.3	LAs	19.3	26.5	0.42	15.3	19.5	26

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.





Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Geotecnica

Limiti di Atterberg

sondaggio	Campione	Tipo	Prof. [m]	Unità geot.	w _n [%]	w _l [%]	w _p [%]	I _p [%]	I _L	I _C	Tipo di Consistenza
S4N	T13	CR	2.8	SA	22	36	23	13	-0.07	1.07	poco plastico, stato semisolido, solido
SA10	SPT3	CR	4.5	SG	8	ND	ND	NP	-	-	non plastico
S4N	T8	IND	5.3	SA	30	35	21	14	0.62	0.38	poco plastico, stato plastico, molle plastico
S4N	T14	CR	5.7	SA	28	35	22	13	0.50	0.50	poco plastico, stato plastico, molle plastico
S4N	T15	CR	8.5	LAs	33	32	26	6	1.18	-0.18	poco plastico, stato liquido, fluido
S4N	T9	IND	10.3	LAs	31	31	25	6	1.01	-0.01	poco plastico, stato liquido, fluido
S4N	T16	CR	15.2	SA	28	37	26	11	0.17	0.83	poco plastico, stato plastico, solido plastico
S4N	T10	IND	18.3	LAs	33	39	26	13	0.55	0.45	poco plastico, stato plastico, molle plastico
S4N	T11	IND	20.8	LAs	29	38	24	14	0.35	0.65	poco plastico, stato plastico, plastico
S4N	T17	CR	21.2	LAs	33	32	26	6	1.18	-0.18	poco plastico, stato liquido, fluido
S4N	T12	IND	25.3	LAs	26	39	27	12	-0.09	1.09	poco plastico, stato semisolido, solido

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 43 di 67

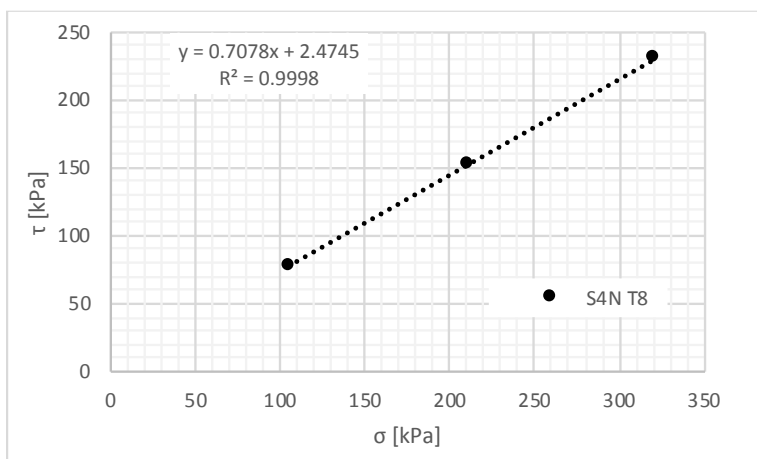


Relazione Geotecnica

Prove di taglio diretto

Campione S4N T8

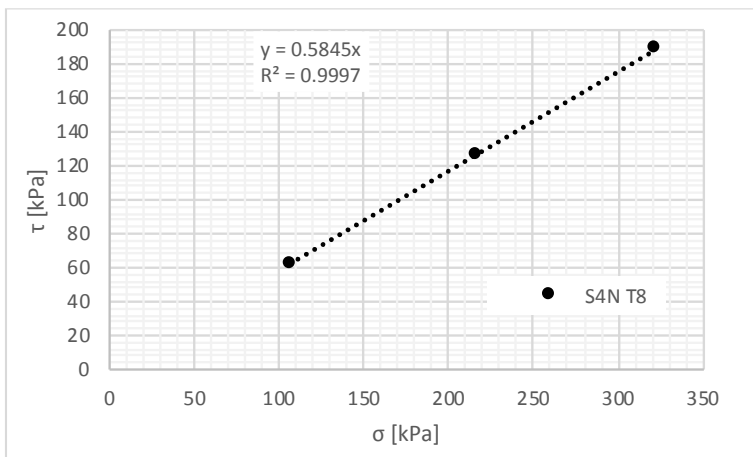
Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S4N	T8	5.25	indist.	prova 1	18.4	100.0	0.36	73.70	2.83	0.27	104.94	77.34
				prova 2	18.5	200.0	0.72	142.80	3.25	0.51	211.46	150.99
				prova 3	18.4	300.0	1.08	215.20	3.80	0.77	320.30	229.76



a 0.71 tangente interpolazione lineare
b 2.47 intercetta interpolazione lineare
 ϕ'_r [°] 35 **angolo di resistenza al taglio**
c' [kPa] 2 **coesione intercetta**

Prova di taglio residuo

Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S4N	T8	5.25	indist.	prova 1	18.4	100.0	0.36	57.40	3.62	0.21	106.42	61.09
				prova 2	18.5	200.0	0.72	116.30	4.69	0.42	216.96	126.16
				prova 3	18.4	300.0	1.08	176.10	4.04	0.63	321.65	188.81



a 0.58 tangente interpolazione lineare
 ϕ'_r [°] 30 **angolo di resistenza al taglio**

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



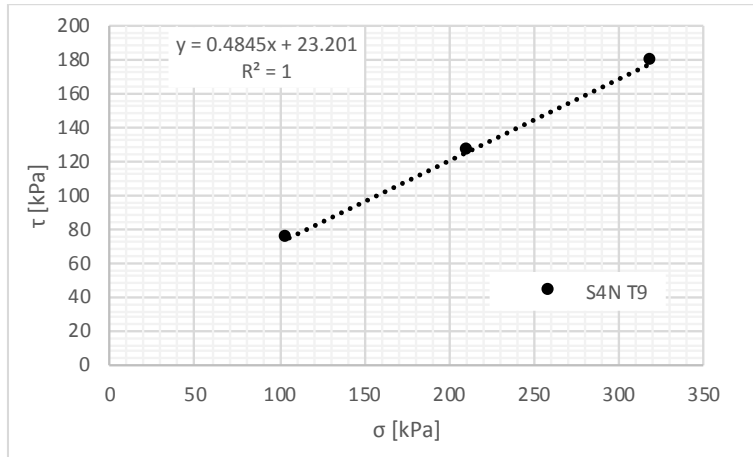


Relazione Geotecnica

Campione S4N T9

Prova di taglio diretto

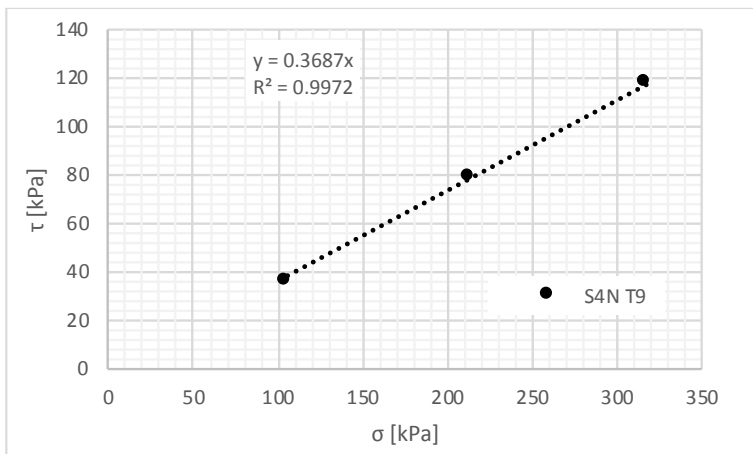
Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S4N	T9	10.25	indist.	prova 1	18.6	100.0	0.36	70.60	3.10	0.25	105.45	74.45
				prova 2	18.6	200.0	0.72	118.50	3.36	0.43	211.85	125.52
				prova 3	18.2	300.0	1.08	167.30	3.60	0.60	319.13	177.97



a 0.48 tangente interpolazione lineare
 b 23.20 intercetta interpolazione lineare
 ϕ' [°] 25 angolo di resistenza al taglio
 c' [kPa] 23 coesione intercetta

Prova di taglio residuo

Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S4N	T9	10.25	indist.	prova 1	18.6	100.0	0.36	34.10	3.01	0.12	105.29	35.90
				prova 2	18.6	200.0	0.72	73.80	3.66	0.27	212.98	78.59
				prova 3	18.2	300.0	1.08	111.50	3.34	0.40	317.66	118.06



a 0.37 tangente interpolazione lineare
 ϕ'_r [°] 20 angolo di resistenza al taglio

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



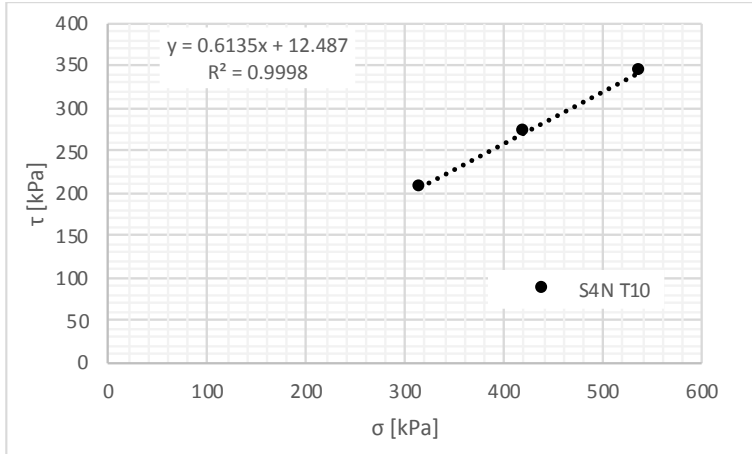


Relazione Geotecnica

Campione S4N T10

Prova di taglio diretto

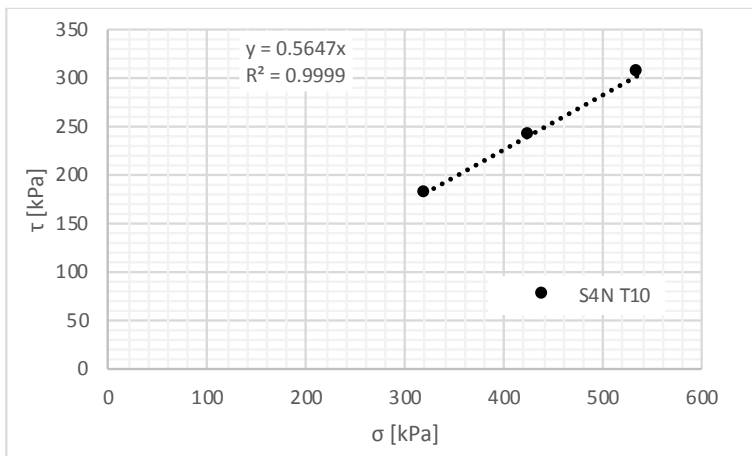
Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S4N	T10	18.25	indist.	prova 1	17.5	300.0	1.08	195.30	3.04	0.70	316.02	205.73
				prova 2	18.0	400.0	1.44	258.40	2.90	0.93	420.29	271.51
				prova 3	18.0	500.0	1.80	317.80	4.41	1.14	539.66	343.01



a 0.61 tangente interpolazione lineare
b 12.49 intercetta interpolazione lineare
 ϕ' [°] 31 angolo di resistenza al taglio
c' [kPa] 12 coesione intercetta

Prova di taglio residuo

Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S4N	T10	18.25	indist.	prova 1	17.5	300.0	1.08	168.50	3.77	0.61	320.10	179.79
				prova 2	18.0	400.0	1.44	226.10	3.67	0.81	426.09	240.85
				prova 3	18.0	500.0	1.80	282.70	4.13	1.02	536.96	303.60



a 0.56 tangente interpolazione lineare
 ϕ'_r [°] 29 angolo di resistenza al taglio

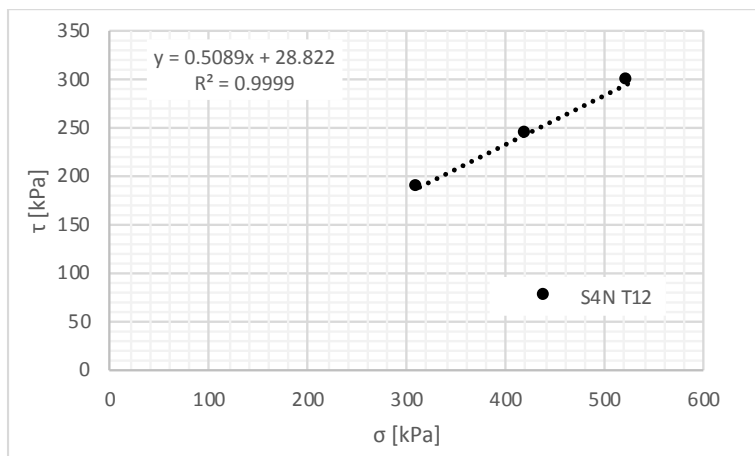


Relazione Geotecnica

Campione S4N T12

Prova di taglio diretto

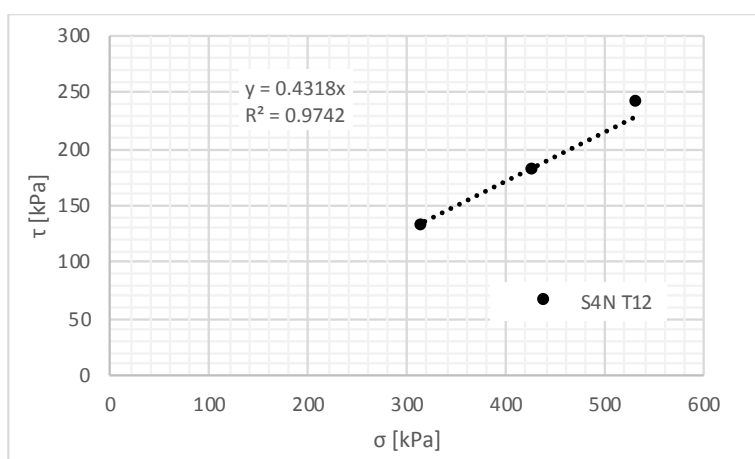
Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S4N	T12	25.25	indist.	prova 1	19.0	300.0	1.08	180.60	2.44	0.65	312.70	188.24
				prova 2	18.9	400.0	1.44	230.40	2.93	0.83	420.52	242.22
				prova 3	18.9	500.0	1.80	282.20	2.82	1.02	524.67	296.12



a 0.51 tangente interpolazione lineare
b 28.82 intercetta interpolazione lineare
 ϕ' [°] 26 angolo di resistenza al taglio
c' [kPa] 28 coesione intercetta

Prova di taglio residuo

Sondaggio	Campione	prof. [m]	Tipo di campione	ID prova	γ_d [kN/m ³]	σ_i [kPa]	F_v [kN]	τ_p [kPa]	δ_p [mm]	F_{hp} [kN]	σ_p [kPa]	$\tau_{p,adj}$ [kPa]
S4N	T12	25.25	indist.	prova 1	19.0	300.0	1.08	123.30	3.25	0.44	317.20	130.37
				prova 2	18.9	400.0	1.44	167.20	4.14	0.60	429.63	179.59
				prova 3	18.9	500.0	1.80	224.00	3.87	0.81	534.46	239.44



a 0.43 tangente interpolazione lineare
 ϕ'_r [°] 23 angolo di resistenza al taglio

Progettisti:

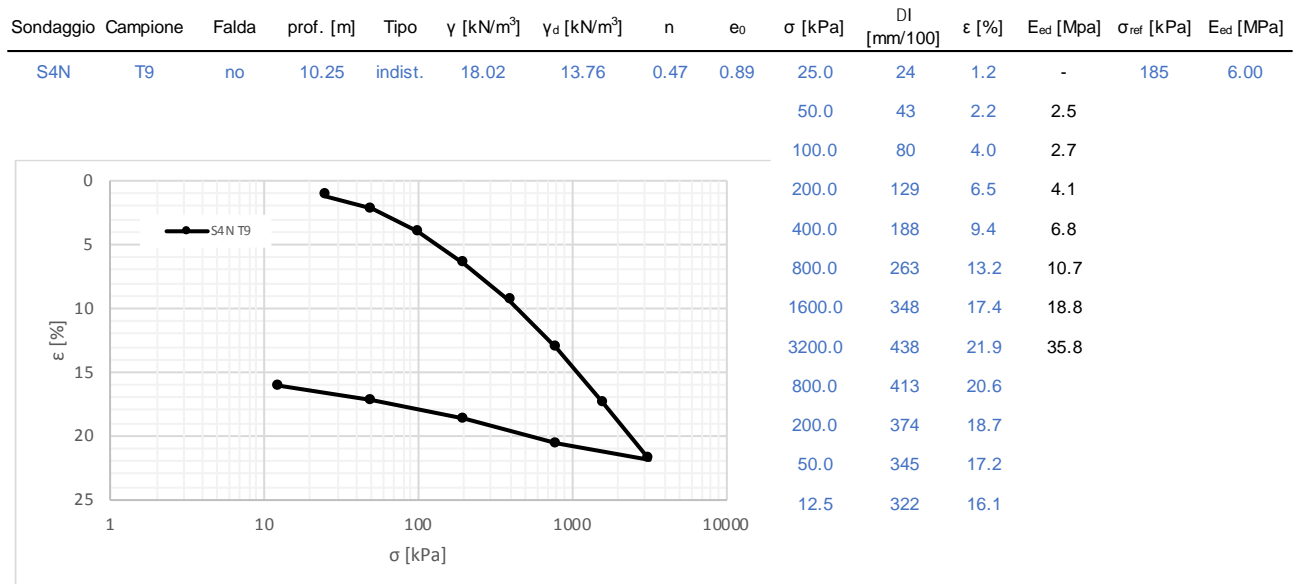
MSM INGEGNERIA S.r.l.





Relazione Geotecnica

Prove di compressione edometrica



Riepilogo prove di caratterizzazione meccanica

A seguire si mostra un riepilogo delle prove di laboratorio relativamente alla caratterizzazione meccanica dei campioni elaborate ai paragrafi precedenti e con inclusi i risultati delle prove di compressione ELL cui si ricava la resistenza in condizioni non drenate.

sondaggio	Campione	Tipo	Prof. [m]	Unità geot.	ϕ' [°]	c' [kPa]	cu [kPa]	E _{ed} [MPa]	$\phi'r$ [°]
S4N	T13	CR	2.8	SA	-	-	-	-	-
SA10	SPT3	CR	4.5	SG	-	-	-	-	-
S4N	T8	IND	5.3	SA	35	2	39	-	30
S4N	T14	CR	5.7	SA	-	-	-	-	-
S4N	T15	CR	8.5	LAs	-	-	-	-	-
S4N	T9	IND	10.3	LAs	25	23	86	6	20
S4N	T16	CR	15.2	SA	-	-	-	-	-
S4N	T10	IND	18.3	LAs	31	12	78	-	29
S4N	T11	IND	20.8	LAs	-	-	78	-	-
S4N	T17	CR	21.2	LAs	-	-	-	-	-
S4N	T12	IND	25.3	LAs	26	28	61	-	23



2.4.7. Caratterizzazione geotecnica in corrispondenza del Mesima 3

In relazione ai risultati ottenuti dalle prove in situ ed in laboratorio è possibile definire le seguenti macro unità geotecniche di riferimento per la costruzione del modello geotecnico di calcolo:

- SA sabbie e argilla, sabbie con argilla con presenza di limo costituente il deposito fluviale
- LAs Limi con argille, costituente il substrato
- RIP terreno di riporto, costituente il rilevato autostradale
- CLM colmata, materiale costituente la colmata di riporto di progetto

A seguire si mostra la caratterizzazione fisico – meccanica di progetto delle unità geotecniche identificate

Unità geotecnica

RIP	rilevato stradale
CLM	colmata
SA	sabbie con argille limose
LAs	Limi con argille sabbiosi

U.G.	γ_s [kN/m ³]	n	γ_d [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E' [MPa]	n	E _{ed} [MPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]	k [m/s]	k [m/d]
RIP	26.0	0.30	18.2	21.2	20.0	0.26	24.6	40	0	1.0E-04	8.6E+00
CLM	27.0	0.42	15.7	19.9	3.0	0.37	5.2	25	0	1.0E-06	8.6E-02
SA	26.6	0.45	14.6	19.1	5.0	0.33	7.5	30	0	5.0E-06	4.3E-01
LAs	26.4	0.46	14.3	18.9	10.0	0.37	17.3	25	20	1.0E-07	8.6E-03



2.5. Caratterizzazione geotecnica delle terre di rilevato

Come riportato in premessa, un numero significativo di sondaggi corredati da prove in foro tipo SPT e di prove di classificazione in laboratorio hanno riguardato i terreni di riporto impiegati per la formazione dei corpi di rilevato.

Questi ultimi, sebbene non interagiscano direttamente con le opere previste in progetto, sono stati di seguito caratterizzati da punto di vista geotecnico al fine di fare delle preliminari previsioni di comportamento dei rilevati nei tratti potenzialmente interagenti con la piena del Fiume Mesima.

2.5.1. Materiali R1 e R2

La caratterizzazione geotecnica dei corpi di rilevato risulta particolarmente complessa a causa dei caratteri di variabilità di caratteristiche e costituzione che contraddistinguono i materiali che li compongono.

Le indagini eseguite, sia pure in numero comunque limitato rispetto all'estensione dell'opera, sono risultate utili e significative ed hanno consentito di eseguire interessanti raffronti con le prove di controllo a suo tempo eseguite in fase di costruzione.

La loro particolare disposizione, in particolare, ha consentito di accertare una limitata ancorché inevitabile variabilità sia in termini di caratteristiche che di spessori complessivi.

Più specificatamente, dalle prove di identificazione e classificazione, eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati direttamente nei rilevati in posto durante l'esecuzione delle prove SPT, sono derivati due diversi tipi di materiali indicativamente riconducibili ai seguenti caratteri medi:

- Materiali tipo R1 – strati di miscele di termini ghiaiosi, sabbiosi e limosi;
- Materiali tipo R2 – livelli di limi con sabbia argillosi e sabbie limose argillose.

In entrambi i casi, sia pure nei limiti intrinseci insiti nell'interpretazione delle prove in situ, dall'interpretazione delle diverse prove è stato possibile di definire i range di comportamento geotecnico atteso.

a) Materiali tipo R1 – In tale complesso ricadono gran parte dei campioni prelevati (circa 2/3) nell'ambito dei strati di rilevato indagati nei fori di sondaggio predisposti nella campagna 2017.

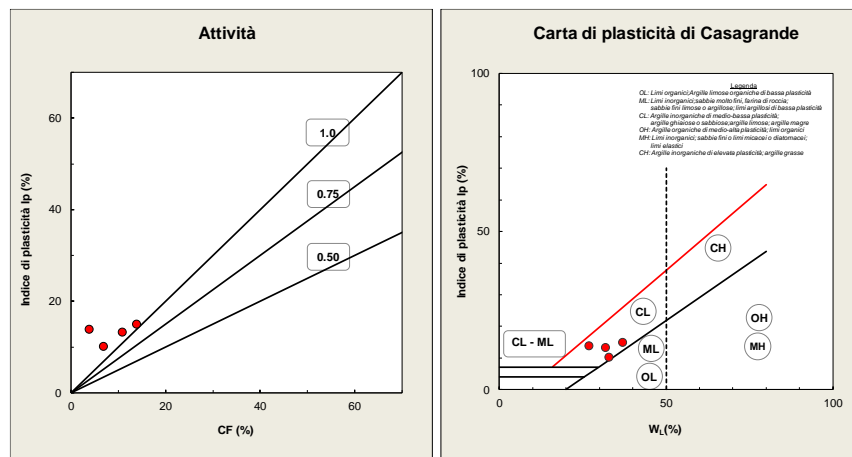
In tale complesso rientrano tutti i materiali di diversa origine e caratteristiche costituiti da terreni relativamente eterogenei mediamente riconducibili alla classe della "*Ghiaia con sabbia leggermente limosa*" attribuibili alla classe GC della classifica USCS ed a quella A2-4 della classifica AASHTO così come risultato da alcune prove di identificazione e classifica eseguite su campioni di materiale. Si tratta di terreni nel complesso poco compressibili con proprietà che variano in modo sostanziale in funzione delle caratteristiche di composizione.



Per tali terreni la caratterizzazione geotecnica di tali materiali risulta particolarmente complessa e deve essere basata necessariamente su criteri prudenziali. Le stesse prove penetrometriche dinamiche, considerata la predominante frazione ghiaiosa-sabbiosa, potrebbero condurre a valori di N_{SPT} elevati o competenti al rifiuto strumentale, anche in mancanza di un effettivo elevato grado di addensamento.

Alla luce delle precedenti indicazioni, il materiale R1 può essere classificato come una miscela di termini ghiaiosi, sabbiosi e limosi, per il quale possono essere attribuiti i seguenti range di parametri geotecnici medi: peso dell'unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{sat} = 20.6 \text{ kN/m}^3$, coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$, angolo di resistenza al taglio variabile nel range $\phi' = 32-40^\circ$. A questi materiali può essere attribuito un modulo di compressibilità E' pari a 20-30 MPa, in funzione dell'elevato grado di addensamento finale del materiale conseguente alle modalità della sua collocazione in opera.

a) Materiale tipo R2 - materiali derivanti presumibilmente dalle attività di ricollocamento e reimpiego degli scavi interessanti i terreni naturali in posto. Alcune prove di classificazione eseguite hanno consentito di classificare i terreni come "limi con sabbia argillosi" attribuibili alla categoria CL del sistema di classificazione USCS ed a quella A6 "Terre argillose" della classifica AASHTO, e come "sabbie con limo debolmente argillose" identificabili con le classi A2-6/A2-7.



Si tratta cioè di terreni mediamente consistenti allo stato asciutto che, tuttavia, se portati a fine a condizioni di saturazione in conseguenza di fenomeni di filtrazione legati alla piena, possono subire fenomeni di cedimento da "wetting" e presentare una portanza conseguentemente ridotta.

Si tratta quindi di un materiale con proprietà meccaniche variabili da mediocri a scadenti fino a localmente scadenti, per il quale possono essere attribuiti i seguenti range di parametri geotecnici medi di riferimento: peso dell'unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$, coesione



efficace $c' = 0-10$ kPa, angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 28-34^\circ$. Nel complesso sono terreni poco permeabili e con lunghi tempi di consolidazione in fase di costipamento/addensamento quando presentano spessori importanti. A questi livelli può essere attribuito un modulo di compressibilità E di 10-15 MPa, in funzione del livello di carico a cui sono sottoposti.

Tali materiali come accennato sono presenti per lo più in livelli e strati isolati e di limitato spessore tra le sezioni stradali da 53 a 70 (progressive 5+200 ÷ 6+900) e tra le sezioni da 26 a 40 (progressive 2+500 ÷ 3+500).

Nella eventualità di una poco probabile continuità spaziale dei livelli più propriamente limosi-argillosi di classe A6, i parametri geotecnici del materiale presente in opera alla scala del corpo rilevato potrebbero risultare ancor più bassi e compresi tra $c' = 0-5$ kPa e $\varphi' = 24-30^\circ$ con una maggiore compressibilità.

2.5.2. Effetti di variazioni di umidità sulla risposta geotecnica delle terre

A prescindere dalle inevitabili caratteristiche locali di costituzione e composizione riscontrate, il comportamento dei terreni di rilevato costipati durante la messa in opera, come noto, può risentire negativamente di variazioni del grado di umidità sia in termini di resistenza al taglio che di deformabilità.

Nel caso del tratto autostradale in esame, queste variazioni possono avere cause diverse oltre che derivare dai pesanti condizionamenti ambientali presenti quali eventi meteorici intensi e fenomeni di piena del fiume attiguo.

Lo studio dell'effetto di variazioni del grado di umidità sul comportamento meccanico offerto, in tal senso, risulta particolarmente interessante ai fini della valutazione della risposta dei rilevati alle previste sollecitazioni idrauliche connesse con le piene del fiume Mesima.

Per le terre di rilevato si dispone, in particolare, di numerose prove in sito e prove di classificazione e di compattazione tipo Proctor modificate condotte in laboratorio su provini di materiale costipato in sito prelevati sia durante la costruzione (lug-dic 2012) che di prove di classificazione e identificazione eseguite successivamente ad essa, nella campagna del 2017.

Rispetto a quanto preventivabile sulla base della sola classificazione granulometrica, interessanti significative differenze di comportamento sono state ottenute dalle densità del materiale secco misurate.

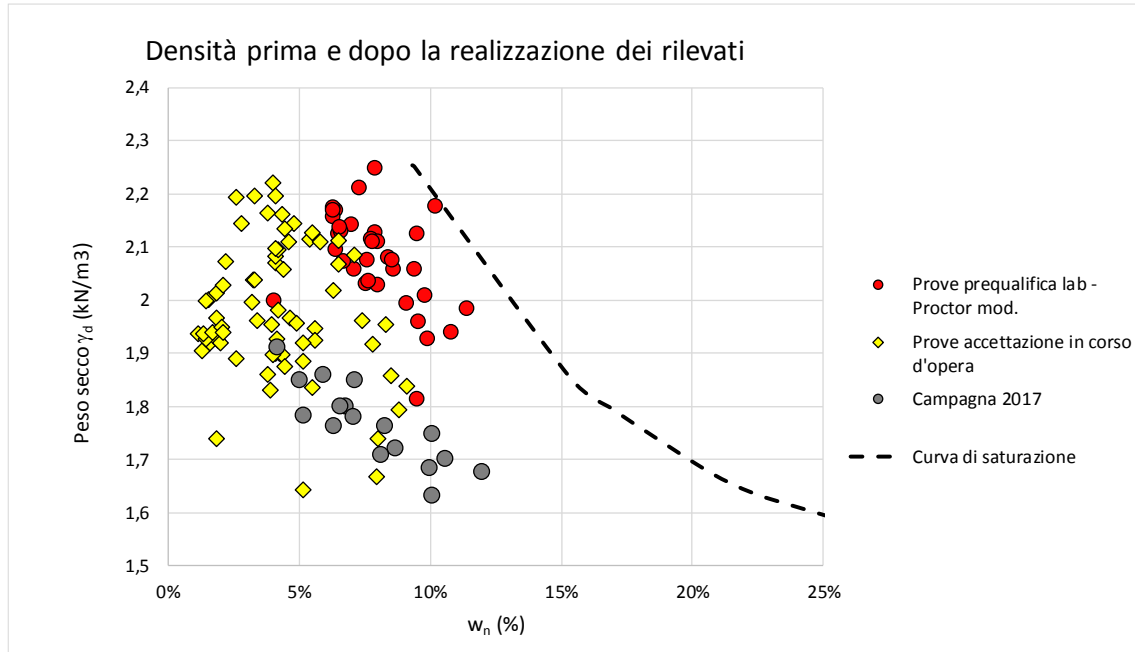
I numerosi dati reperiti nella recente campagna 2017 hanno evidenziato una significativa riduzione dei volumi di densità γ_d rispetto alle condizioni iniziali, subito dopo la collocazione e compattazione dei vari strati costituenti i tratti in rilevato.

In particolare, la densità attuale γ_d è compresa tra 1.63 e 1.91 ton/m³ mentre il contenuto d'acqua risulta w_n compreso tra 4 e 12%.



I valori risultano complessivamente inferiori a quelli ottenuti dalle prove di accettazione condotte in cantiere subito dopo la realizzazione dei rilevati, e tendono ad allinearsi sul campo di valori minimi rispetto al range a suo tempo ottenuto dalle prove condotte sul materiale in posto.

Come noto, ad una riduzione di densità è associata implicitamente una riduzione di rigidezza e resistenza delle terre rispetto alle condizioni iniziali successive alla formazione dei rilevati.

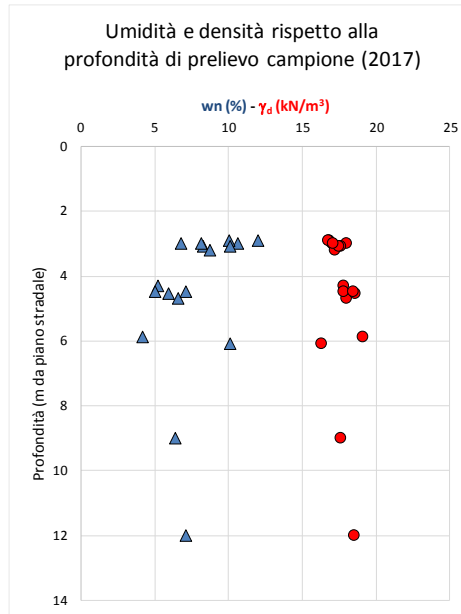


Un tale comportamento può essere comunque messo in correlazione sia con le particolari condizioni ambientali presenti che, verosimilmente, con le specifiche modalità di messa in opera e costipamento degli strati a suo tempo implementate.

In particolare, l'umidità rilevata, oltre a risultare mediamente maggiore rispetto a quella riscontrata in fase costruttiva, tende inoltre a variare in modo non uniforme lungo lo spessore del rilevato. Le zone maggiormente umide risultano quelle in prossimità della superficie, al di sotto della piattaforma stradale, e la parte inferiore dei rilevati stessi a contatto con i terreni di imposta e presumibilmente con la falda.



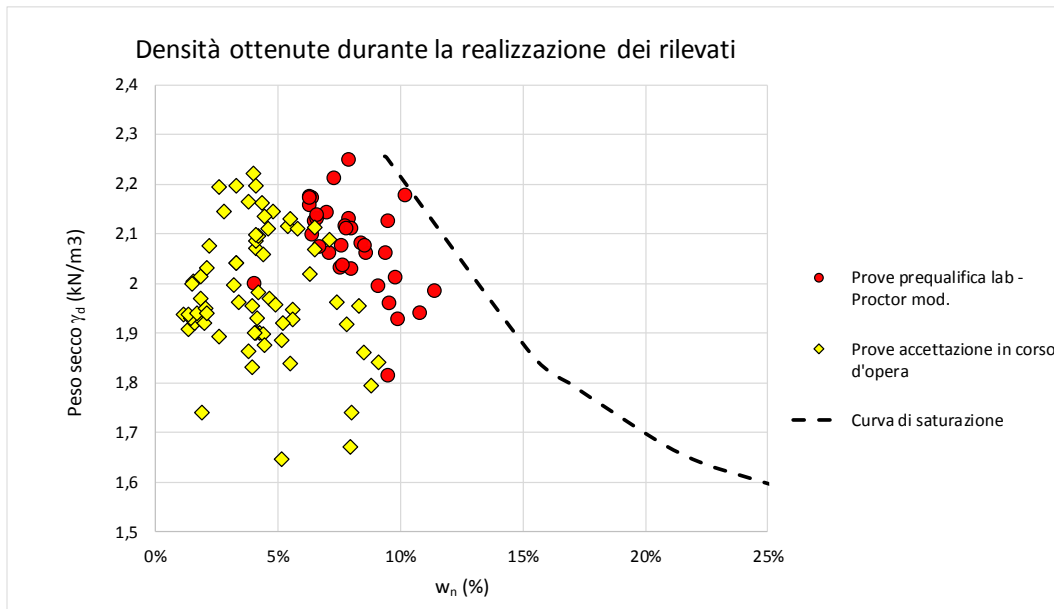
Relazione Geotecnica



Un secondo aspetto riguarda le modalità di realizzazione e costipamento degli strati di rilevato.

Dal confronto tra le prove di prequalifica con quelle di accettazione risulta evidente che queste sono state condotte con energie di costipamento superiori rispetto a quelle di tipo standard impiegate nella individuazione della densità ottimale, con le prove Proctor modificate.

Ciò è ben rappresentato dai valori di w_n riscontrate in sito che risultano significativamente più bassi rispetto a quelli individuati dalle prove di prequalifica.





Al crescere dell'energia di costipamento aumentano sia la rigidità e la resistenza dei materiali impiegati, per cui l'insieme delle osservazioni sperimentali non possono che essere correlate a fenomeni di imbibizione del corpo dei rilevati manifestatesi nel tempo.

In generale, l'effetto di una successiva imbibizione, connessa, è una diminuzione sia della rigidità che della resistenza, tanto più marcata quanto maggiore è l'energia di costipamento iniziale, ovvero quanto minore è il contenuto d'acqua rispetto all'ottimo iniziale.

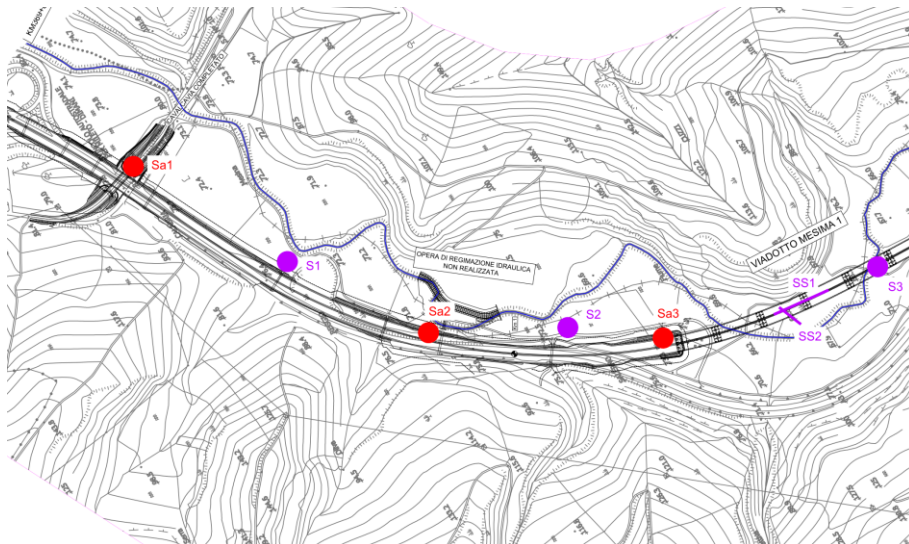
Ciò è direttamente confermata dai dati complessivamente disponibili e conferma come le terre costituenti i rilevati siano in qualche modo sensibili agli eventi meteorici e/o piene del fiume Mesima.

2.5.3. Modelli geotecnici preliminari dei tratti in rilevato

Sulla base dei dati stratigrafici e geotecnici disponibili in quanto segue sono stati ricostruiti i modelli di riferimento per i sei tratti in rilevato in cui è stato suddiviso il lotto autostradale in esame ed adottati per le verifiche di stabilità rappresentate nello specifico "Studio criticità idrauliche e linee di intervento".

Tratto 1 – da sez. 1 a sez. 14 (prg. 0+000 ÷ 1+200)

In tale tratto si dispone complessivamente di n.3 sondaggi SA1, SA2, SA3L di lunghezza compresa tra circa 7 e 12.5 metri.

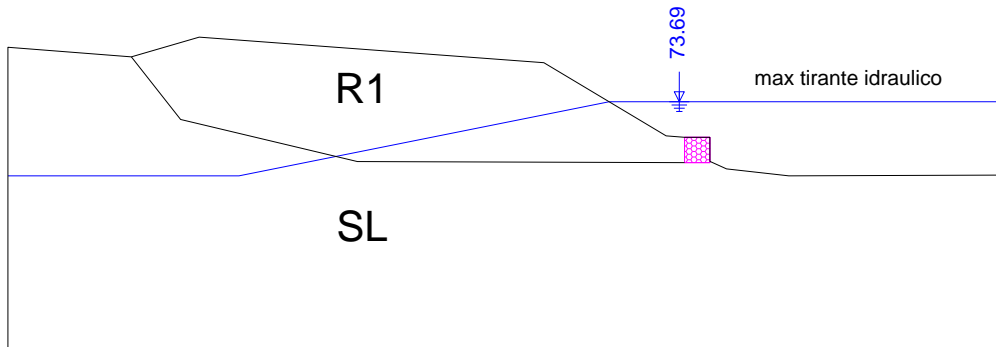


In tale tratto il rilevato risulta costituito da terreni a grana grossa, ghiaiosi e sabbiosi (R1) mentre i terreni di imposta, nella fascia indagata, appartengono al complesso delle sabbie limose (SL).

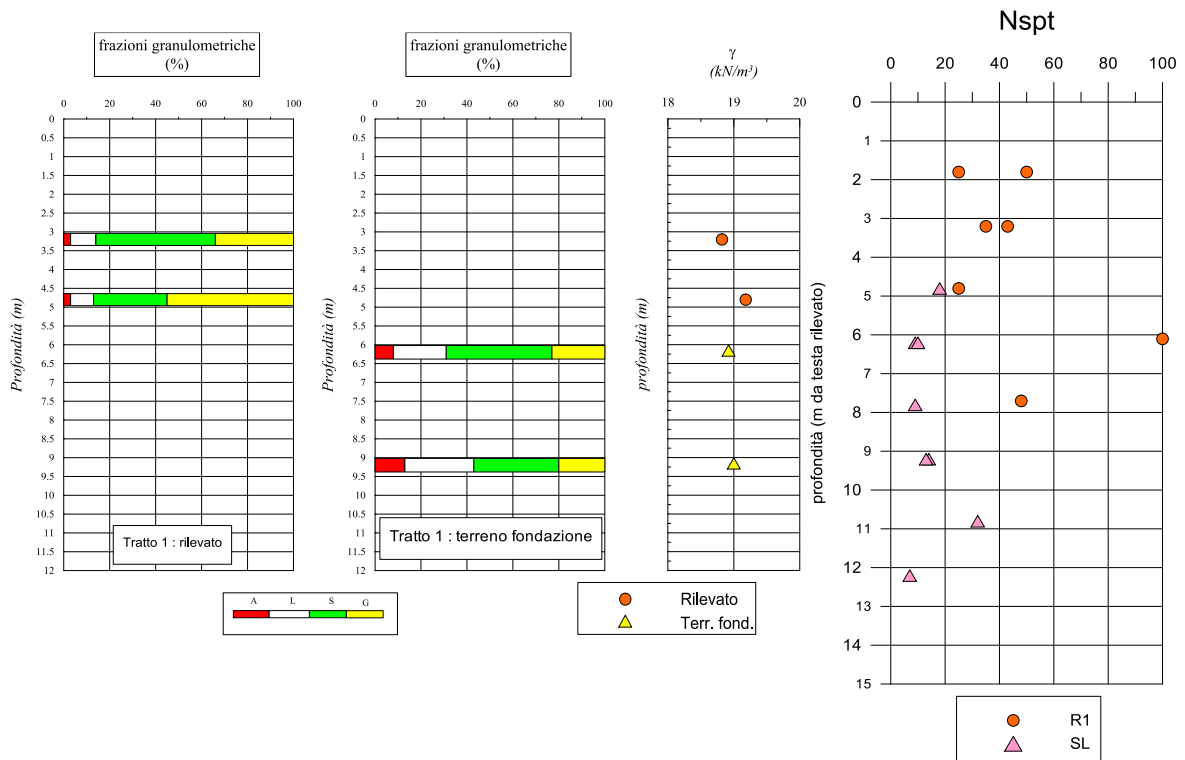
Nella figura seguente è rappresentato il modello geotecnico corrispondente al sondaggio SA2.



Relazione Geotecnica



Nelle figure seguenti sono stati raccolti i risultati delle indagini complessivamente disponibili:

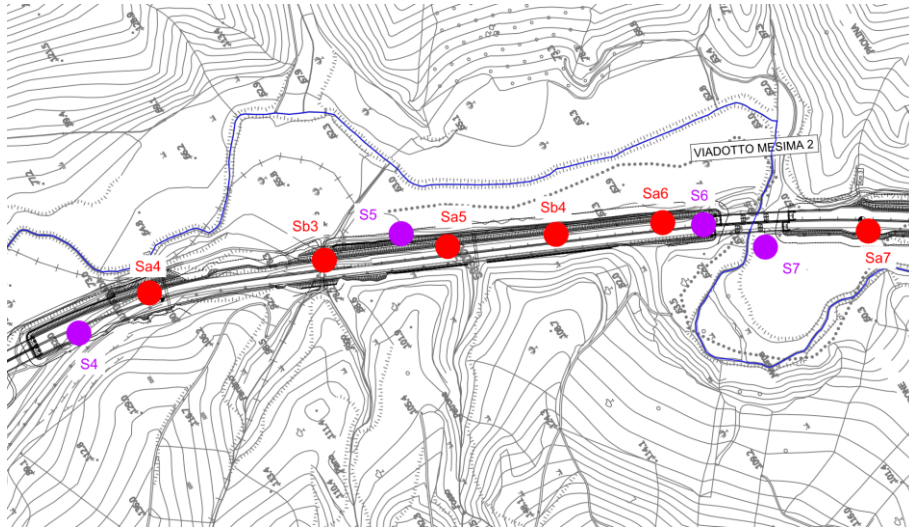


La prova "Lefranc" eseguita nel corso sondaggio SA3L, alla quota di 4.5 m dalla testa del sondaggio, ha restituito un valore della permeabilità $k = 6.3 \times 10^{-6}$ m/s.



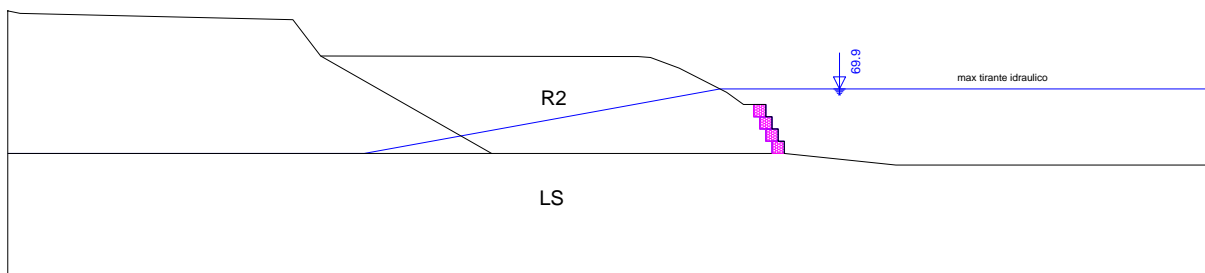
Tratto 2 – da sez. 20 a sez. 38 (prg. 1+800 ÷ 3+500)

In tale tratto si dispone complessivamente di n.7 sondaggi SA4, SB3, SA5L, SB4, SA6, SA7, SB5 di lunghezza compresa tra circa 11 e 16 metri.



In tale tratto il rilevato risulta costituito da sabbie limose e ghiaiose debolmente argillose riconducibili al complesso R2, mentre i terreni di imposta, nella fascia indagata, sono riconducibili al complesso delle sabbie con limo a tratti argillose (SL-LSA).

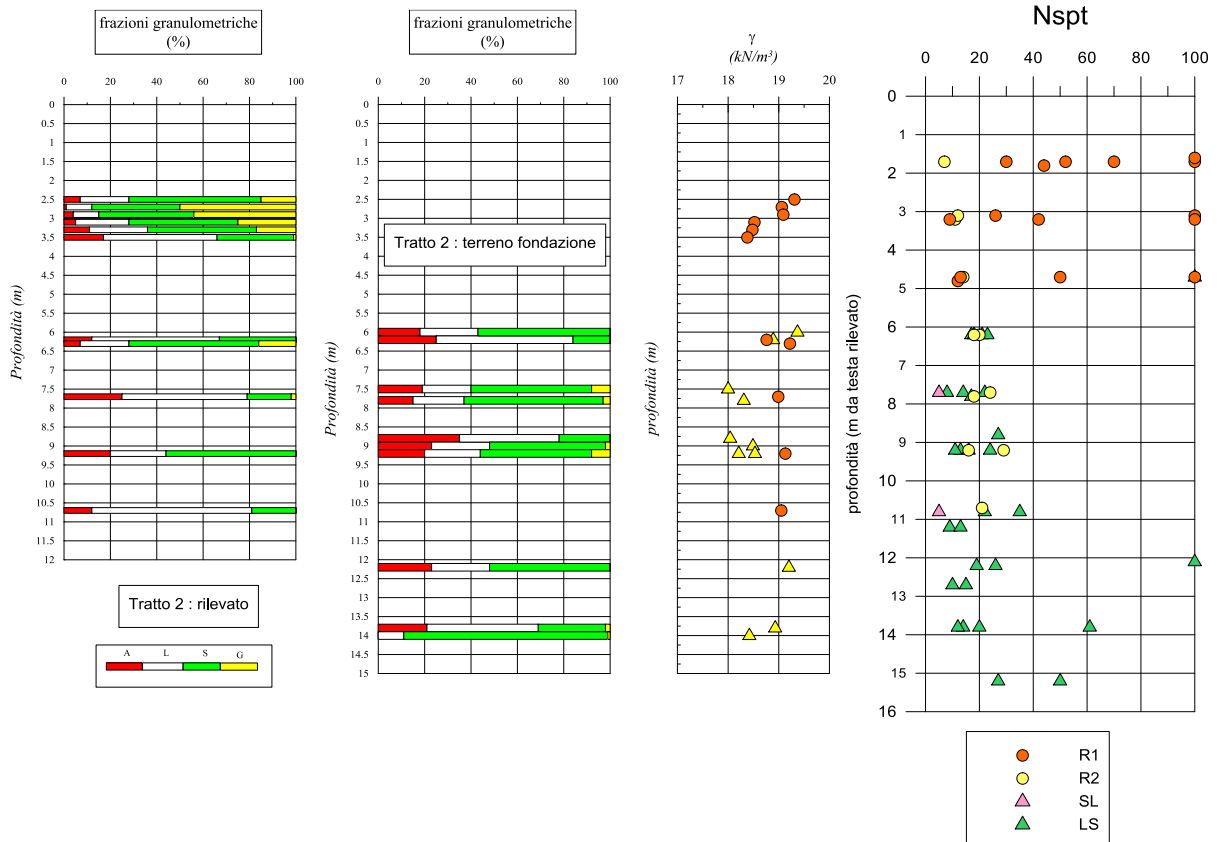
Nella figura seguente è rappresentato il modello geotecnico della Sezione 27 alla progressiva 2+500 corrispondente ai sondaggi SA5, SB4.



Nelle figure seguenti sono stati raccolti ed interpretati i risultati delle indagini complessivamente disponibili:



Relazione Geotecnica

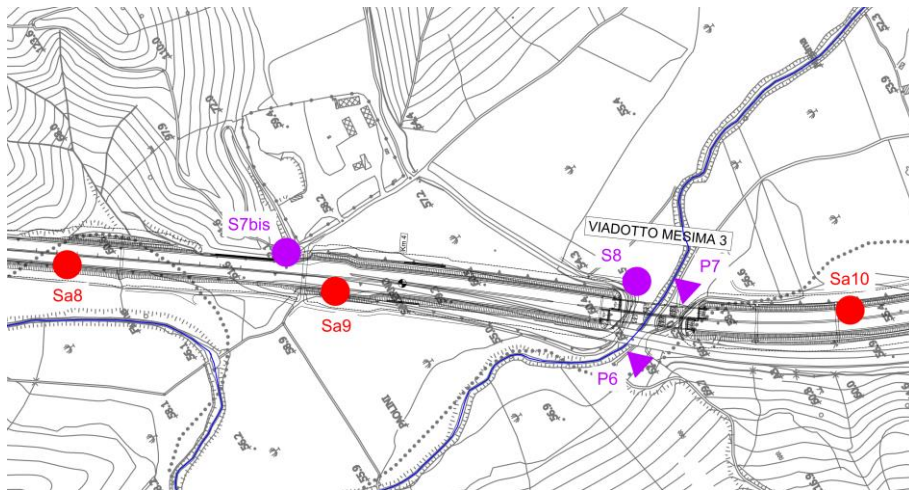


La prova "Lefranc" eseguita nel corso sondaggio SA5L, alla quota di 4.5 m dalla testa del sondaggio, ha restituito un valore della permeabilità $k = 2.75 \times 10^{-5}$ m/s, compatibile con la significativa presenza di sabbia fine.

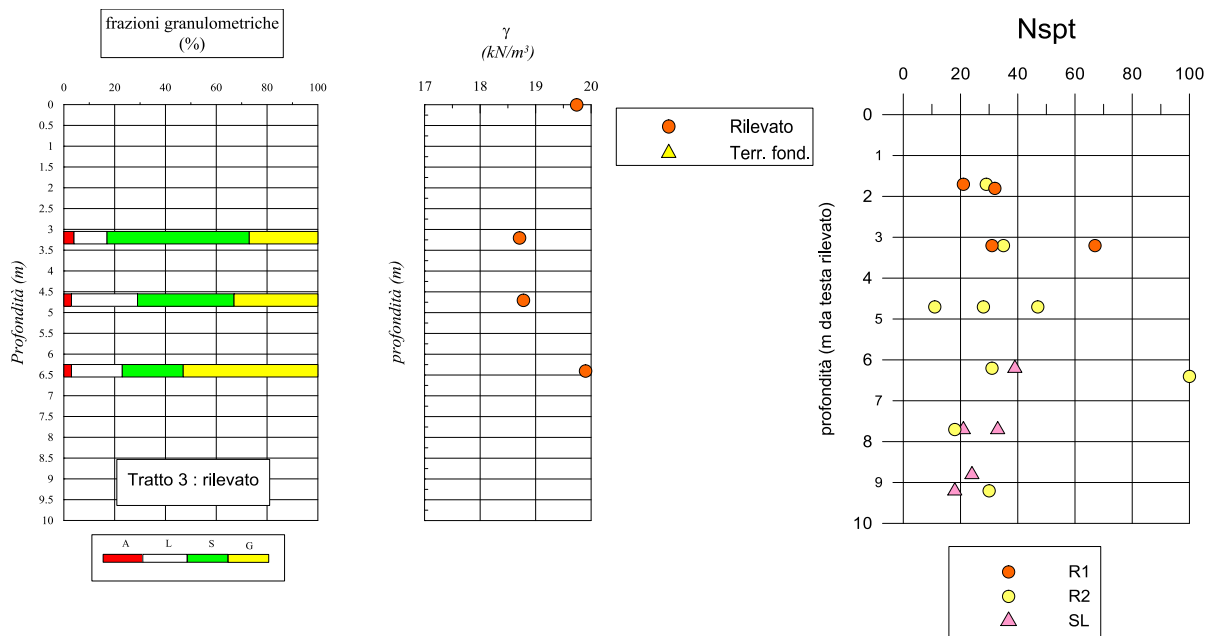


Tratto 3 – da sez. 41 a sez. 54 (prg 4+000 ÷ 5+100)

In tale tratto si dispone complessivamente di n.3 sondaggi SA8, SA9, SA10 di lunghezza compresa tra circa 9 e 9.5 metri.



In tale tratto il rilevato risulta costituito da sabbie e ghiaie riconducibili al complesso R1, mentre i terreni di imposta, nella fascia indagata, sono riconducibili al complesso delle sabbie limose (SL). Nelle figure seguenti sono stati raccolti ed interpretati i risultati delle indagini complessivamente disponibili:



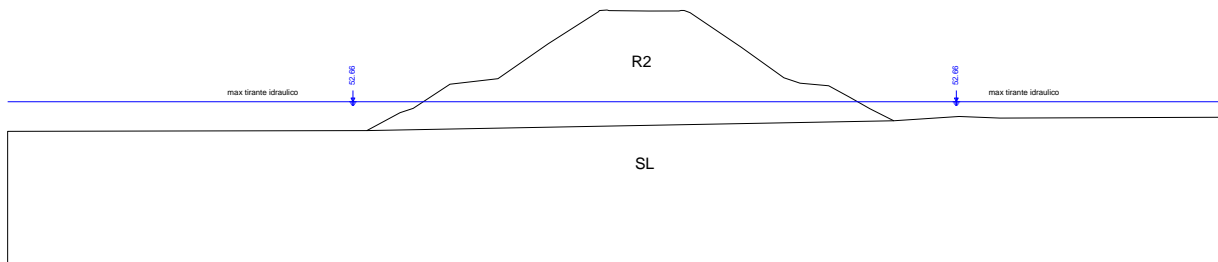


Tratto 4 – da sez. 55 a sez. 65 (prg 5+200 ÷ 6+200)

In tale tratto si dispone complessivamente di n.2 sondaggi SA11, SA12L di lunghezza compresa tra circa 9.5 e 15 metri.



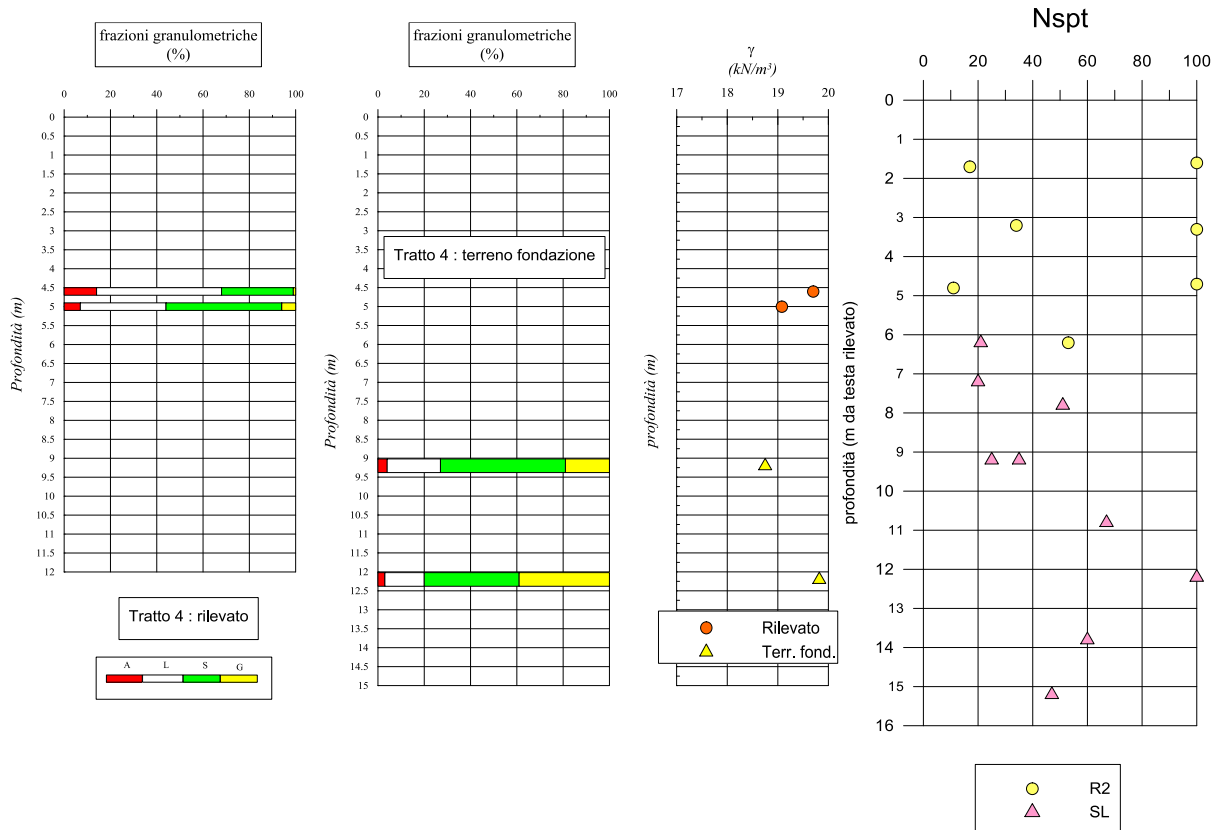
In tale tratto il rilevato risulta costituito da sabbie limose e ghiaiose debolmente argillose riconducibili al complesso R2, mentre i terreni di imposta sono riconducibili al complesso delle sabbie limose (SL). Nella figura seguente è rappresentato il modello geotecnico della Sezione 57 alla progressiva 5+401.



Nelle figure seguenti sono stati raccolti ed interpretati i risultati delle indagini complessivamente disponibili:



Relazione Geotecnica

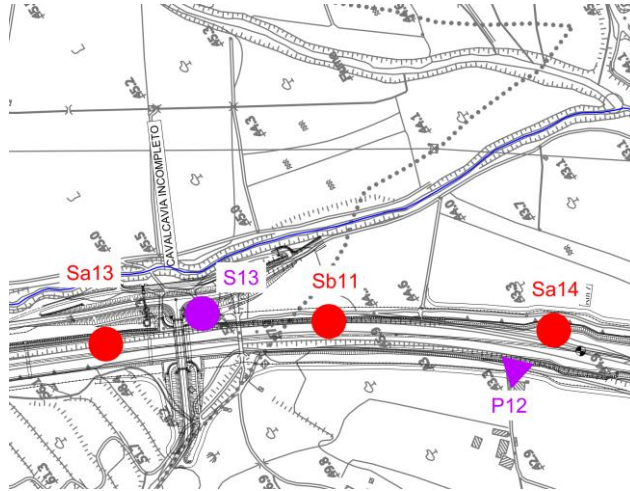


La prova "Lefranc" eseguita nel corso sondaggio SA12L, alla quota di 4.5 m dalla testa del sondaggio, ha restituito un valore della permeabilità $k = 1.05 \times 10^{-6}$ m/s.

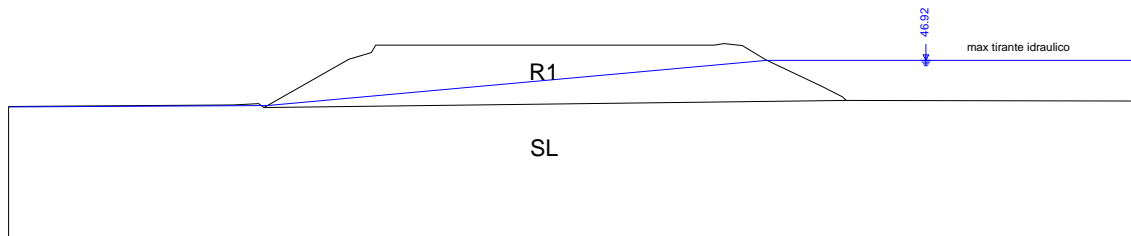


Tratto 5 – da sez. 66 a sez. 75 (prg 6+300 ÷ 7+100)

In tale tratto si dispone complessivamente di n.3 sondaggi SA13, SB11, SA14 di lunghezza pari a 10 metri.



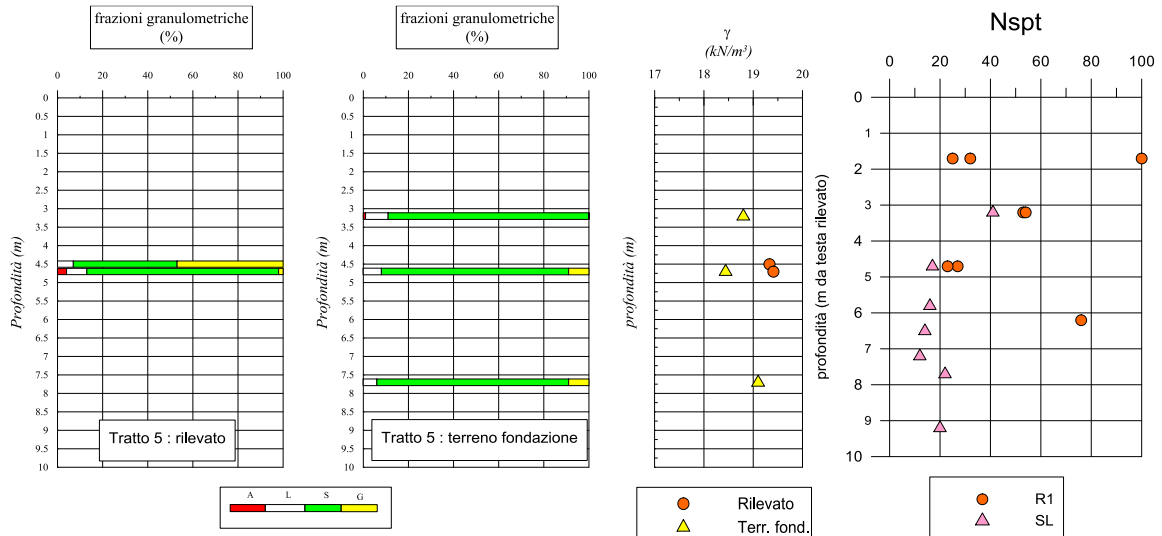
In tale tratto il rilevato risulta costituito da sabbie e ghiaie riconducibili al complesso R1, mentre i terreni di imposta, nella fascia indagata, sono riconducibili al complesso delle sabbie limose (SL). Nella figura seguente è rappresentato il modello geotecnico della Sezione 73 alla progressiva 6+913.



Nelle figure seguenti sono stati raccolti ed interpretati i risultati delle indagini complessivamente disponibili:

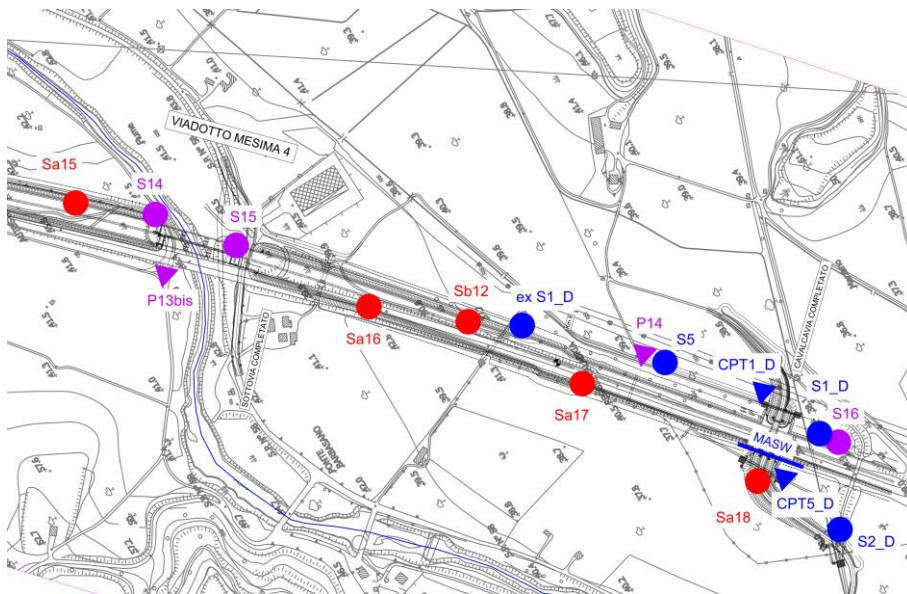


Relazione Geotecnica



Tratto 6 – da sez. 76 a sez. 93 (prg 7+200 ÷ 8+713)

In tale tratto si dispone complessivamente di n.5 sondaggi SA15, SA16L, SB12, SA17, SA18 di lunghezza compresa tra 7.5 e 13 metri.



In tale tratto il rilevato risulta costituito da sabbie ghiaiose debolmente limose riconducibili al complesso R1, mentre i terreni di imposta, nella fascia indagata, sono riconducibili al complesso delle sabbie limose (SL).

Progettisti:

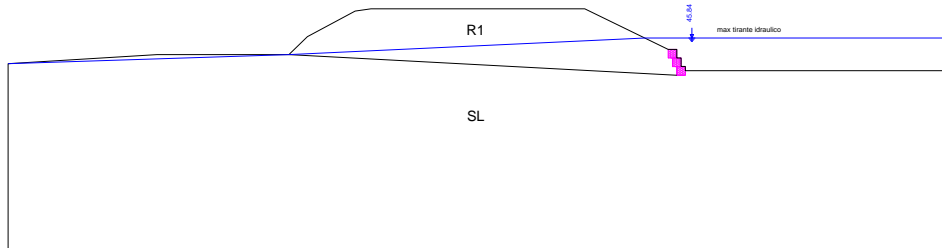
MSM INGEGNERIA S.r.l.



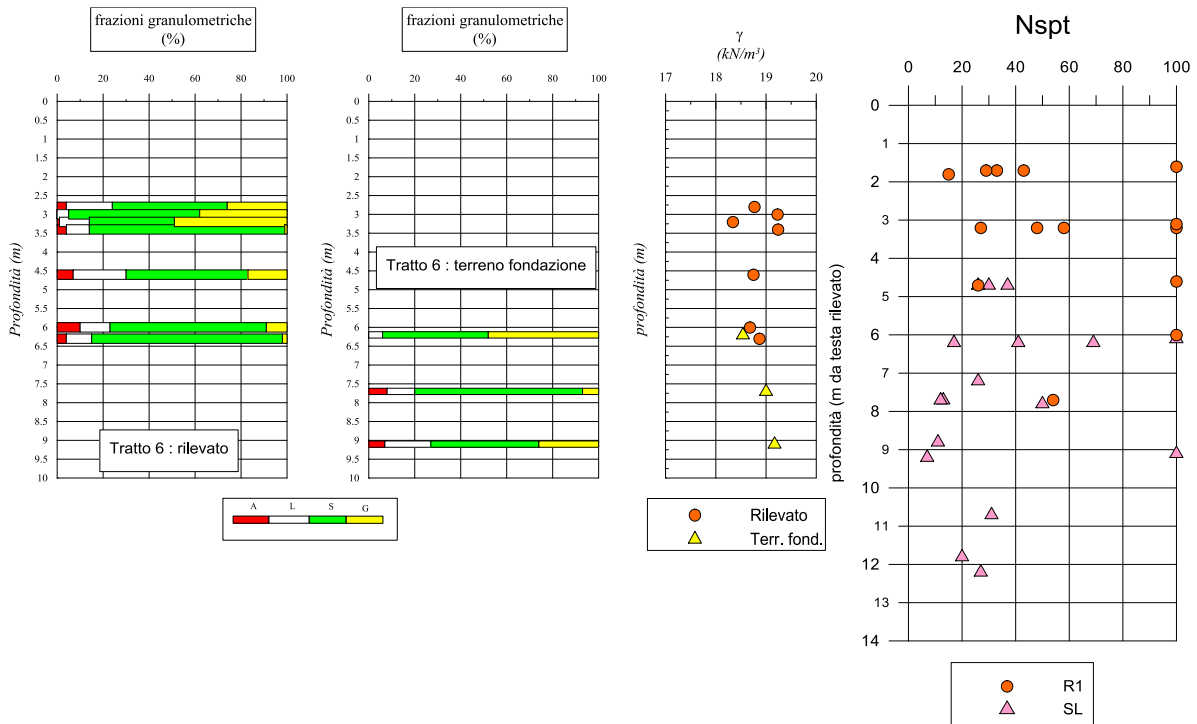


Relazione Geotecnica

Nella figura seguente è rappresentato il modello geotecnico della Sezione 78 alla progressiva 7+300.



Nelle figure seguenti sono stati raccolti ed interpretati i risultati delle indagini complessivamente disponibili:



La prova "Lefranc" eseguita nel corso sondaggio SA16L, alla quota di 4.5 m dalla testa del sondaggio, ha restituito un valore della permeabilità $k = 2.67 \times 10^{-6}$ m/s.



3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

3.1. Pericolosità sismica di base

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

La valutazione della pericolosità sismica viene fatta utilizzando i dati pubblicati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ed impiegati per la redazione della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Considerando che la vita nominale dell'opera (V_N) è pari a 50 anni e che il coefficiente d'uso C_U è pari a 2.0, si ha quale periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = C_U \cdot V_N = 100$ anni.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica si ricava con la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

dove P_{VR} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento che è tabellata in funzione dello stato limite considerato:

Stati Limite		P _{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V _R
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Trattandosi di opere geotecniche, il dimensionamento deve essere eseguito con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Considerando la probabilità di superamento corrispondente a SLV, si ottiene un tempo di ritorno pari a 949 anni circa. A tale tempo di ritorno nel sito in esame corrisponde una accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido a_g piuttosto bassa e pari a 0.357 g circa.



3.2. Accelerazione massima attesa

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

Il valore massimo dell'accelerazione a_{max} è calcolato sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche proprie del sito attraverso la relazione:

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = S \cdot a_g$$

in cui:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica calcolato secondo la Tabella 3.2.IV del DM 17/01/18, variabile per ogni stato limite di riferimento;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografico calcolato considerando le condizioni topografiche del sito secondo Tabella 3.2.V;

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione può essere effettuata ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ definita dall'espressione (Tab. 3.2.II):

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.



Progettazione definitiva degli interventi di sistemazione idraulica e di difesa delle opere autostradali relativamente all'interazione dell'infrastruttura viaria con il fiume Mesima, nel tratto compreso fra il km 369+800 e il km 378+500 dell'autostrada SA-RC

Relazione Geotecnica

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Sulla base delle indagini condotte in corrispondenza del Mesima 1 e del Mesima 3 può essere attribuita una categoria di sottosuolo di tipo C a cui compete un valore del "coefficiente di amplificazione stratigrafica" pari a circa $S_s = 1.171$.

Per entrambi i casi, i versanti e le scarpate soprastanti le opere di sostegno sono caratterizzati da inclinazioni per lo più modeste o al più nell'ordine di 15° . Trattandosi di opere impostate al piede del versante stesso, per l'azione sismica di progetto, in ottemperanza al § 3.2.3.2.1 può essere ragionevolmente assunto un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T unitario.

Il valore dell'accelerazione massima attesa in superficie a_{max} risulta quindi pari a 4.103 m/s^2 .

Progettisti:

MSM INGEGNERIA S.r.l.



Pag. 67 di 67