

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



LINEA FERROVIARIA CATANIA C.LE - GELA

TRATTA FERROVIARIA CALTAGIRONE - GELA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

S.O. OPERE CIVILI

RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA

LOTTO 2: RIPRISTINO TRATTA NISCEMI - GELA

VIADOTTI

VI06 - VIADOTTO AL KM 350+329

Relazione geotecnica

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS6K 00 R 09 RB VI0600 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	MP&A 	Mag. 2022	A.Ferri 	Mag. 2022	P. Mosca 	Mag. 2022	A. Vittozzi

File: RS6K00R09RBVI0600001A.dwg

n. Elab.: 73

	LINEA FASE PROGETTO - TRATTA / INTERVENTO LOTTO					
NOME ELABORATO	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	CODIFICA R 09 RB	DOCUMENTO VI 06 00 001	REV. A	FOGLIO 2 di 41

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	5
3	DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNA DI INDAGINE	6
3.1	CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE VI-350+329 (VINCENZETTO S.R.L.) - 2019.....	7
3.2	CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE VI-350+819 (VINCENZETTO S.R.L.) – 2019	8
4	DESCRIZIONE DELL’OPERA	9
5	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO	12
6	UNITA’ GEOTECNICHE INTERCETTATE	15
7	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	16
7.1	GENERALITÀ	16
7.2	MATERIALI A GRANA GROSSA (SABBIE PIÙ O MENO LIMOSE).....	16
7.2.1	<i>Introduzione</i>	16
7.2.2	<i>Stato iniziale del deposito</i>	16
7.2.3	<i>Angolo di resistenza al taglio</i>	17
7.2.4	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	18
7.2.5	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	20
7.3	MATERIALI A GRANA FINE (LIMI E ARGILLE) SATURI	21
7.3.1	<i>Introduzione</i>	21
7.3.2	<i>Classificazione dei materiali</i>	21
7.3.3	<i>Resistenza al taglio non drenata</i>	21
7.3.4	<i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	23
7.3.5	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	23
8	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA’ GEOTECNICHE	25
8.1	INTRODUZIONE	25

8.2	UNITÀ 1 – DEPOSITI ELUVIO COLLUVIALI DI NATURA SABBIOSO-LIMOSA E SABBIE LIMOSE ARGILLOSE – LIMI SABBIOSI ARGILLOSI	26
8.3	UNITÀ 2 – ARGILLE LIMOSE SABBIOSE E/O LIMI SABBIOSI ARGILLOSI.....	29
8.4	ANDAMENTO DELLA FALDA.....	32
8.5	SISMICITÀ.....	32
8.5.1	MASW S14.....	33
8.5.2	Down-Hole S16	34
8.5.3	MASW S17.....	35
8.6	LIQUEFAZIONE.....	37
8.6.1	Verifica a liquefazione sulla base delle prove SPT	37
8.6.2	Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR.....	38
8.6.3	Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR.....	39
8.6.4	Risultati delle verifiche.....	41
8.7	SCHEMI GEOTECNICI DI CALCOLO	41

1 PREMESSA

Lungo la Linea ferroviaria Caltagirone-Gela alla pk 350+329 è previsto l'adeguamento sismico di un viadotto ad archi.

Nella presente Relazione vengono descritti e commentati i risultati delle indagini eseguite per il presente adeguamento. Sulla base di questi risultati è stata sviluppata la caratterizzazione geotecnica dei terreni e la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo.

L'impostazione dello studio geotecnico ha previsto prima la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità ritenute omogenee dal punto di vista geologico e geotecnico. E' stato dunque definito lo schema in termini di profilo stratigrafico e parametri geotecnici di progetto (modello geotecnico) da adottarsi per le verifiche di sicurezza e funzionalità dell'opera.

Al fine di avere una base dati più forte, data la vicinanza con il viadotto alla progressiva 350+857, si è optato per unire i dati relativi ai due viadotti, ottenendo quindi un unico set di parametri geotecnici.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito l'elenco dei documenti sulle indagini allegati al progetto definitivo cui si è fatto riferimento per l'elaborazione dei complessivi dati geotecnici:

- [1] Indagini geognostiche eseguite per l'adeguamento sismico dei viadotti ai Km 347+990, 350+282 e 350+757 (Doc. rif. – RS3K02D69SGGE0005003A)
- [2] Indagini geofisiche eseguite per l'adeguamento sismico dei viadotti ai Km 339+401, 340+688, 342+542, 346+911, 347+990, 350+282 e 350+757 (Doc. rif. – RS3K02D69IGGE0005001A)
- [3] Adeguamento sismico del viadotto al Km 350+282 – Prove di laboratorio eseguite sui campioni del sondaggio S14 (Doc. rif – RS3K02D69PRGE0005006A)
- [4] Adeguamento sismico del viadotto al Km 350+757 – Prove di laboratorio eseguite sui campioni del sondaggio S16 ed S17 (Doc. rif – RS3K02D69PRGE0005007A)
- [5] Carta geologica con elementi di geomorfologia e profilo geologico – Adeguamento sismico del viadotto al km 350+282 (Doc. rif. – RS3K02D69NZGE0001006A)
- [6] Carta geologica con elementi di geomorfologia e profilo geologico – Adeguamento sismico del viadotto al km 350+757 (Doc. rif. – RS3K02D69NZGE0001007A)
- [7] Carta idrogeologica e profilo idrogeologico – Adeguamento sismico del viadotto al km 350+282 (Doc. rif. – RS3K02D69NZGE0002006A)
- [8] Carta idrogeologica e profilo idrogeologico – Adeguamento sismico del viadotto al km 350+757 (Doc. rif. – RS3K02D69NZGE0002007A)
- [9] Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica – Lotto 2, Niscemi-Gela, adeguamento sismico dei viadotti ai Km 339+401, 340+688, 342+542, 346+911, 347+990, 350+282 e 350+757 (Doc. rif – RS3K02D69RGGE0001001A)

2.1 Normativa e standard di riferimento

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [10] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, G.U. n.8 del 20 febbraio 2018.
- [11] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione dell' «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

3 DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNA DI INDAGINE

Si riporta un'immagine satellitare indicante l'ubicazione del viadotto oggetto della presente relazione.

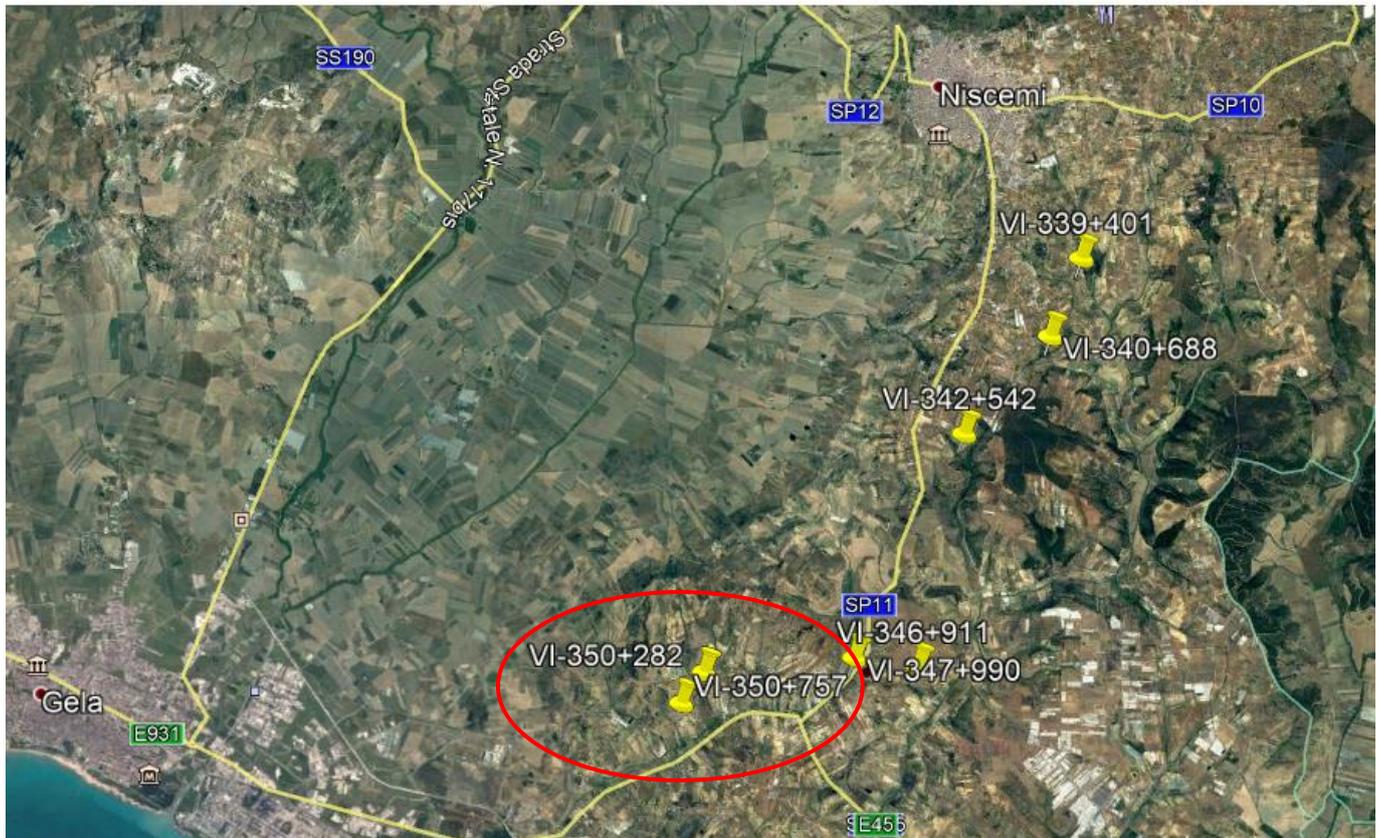


Fig. 1: Ubicazione viadotto

Nel presente capitolo viene fornita la sintesi delle indagini in sito e di laboratorio effettuate.

Come anticipato, al fine di avere una base dati più forte, si è optato per unire i dati relativi al presente viadotto con quelli relativi al viadotto in stretta adiacenza (VI-350+857), ottenendo quindi un unico set di parametri geotecnici.

A tal proposito, in questo paragrafo, verranno descritte separatamente le campagne di indagini eseguite sui due viadotti, mentre nei paragrafi successivi i dati ottenuti dalle prove di laboratorio e di sito verranno uniti e rappresentati in funzione della profondità.

Tutte le indagini sono state eseguite dalla ditta Vincenzetto s.r.l., per conto di Italferr, nel Dicembre del 2019 ed includono l'esecuzione di 7 sondaggi a carotaggio continuo (totali sui due viadotti) spinti fino alla profondità compresa tra 9m e 50m. Nel corso delle perforazioni sono state effettuate prove in foro di sondaggio (di tipo SPT, di permeabilità Lefranc, dilatometriche) e prelevati campioni di terreno indisturbati e rimaneggiati. Nei sondaggi S14 ed S17 sono stati installati piezometri a tubo aperto per la rilevazione del livello di falda, mentre il sondaggio S16 è stato attrezzato per l'esecuzione di una prova geofisica di tipo Down-Hole. Inoltre sono state eseguite prove HVSR in prossimità dei sondaggi S14, S16, S17 e MASW in prossimità dei sondaggio S14 ed S17.

I campioni prelevati durante le perforazioni sono stati successivamente sottoposti a prove geotecniche di laboratorio. Per i campioni rimaneggiati, l'attività di laboratorio è consistita essenzialmente nella descrizione delle caratteristiche dei campioni pervenuti e nell'esecuzione di prove di classificazione con analisi granulometriche. Sui campioni indisturbati, di qualità idonea, sono state eseguite prove di classificazione (fisiche, limiti di Atterberg e granulometria), prove di taglio diretto, prove edometriche e prove triassiali UU e CU.

3.1 Campagna di indagini geognostiche VI-350+329 (Vincenzetto s.r.l.) - 2019

Indagini in sito:

- n. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S13) eseguito sulla spalla lato Gela del viadotto allo scopo di indagarne la struttura;
- n. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S14) spinto fino alla profondità di m 40,0 dal piano campagna ed eseguito in prossimità della Pila 1 ed attrezzato con piezometro Norton. Nel corso della perforazione del S14 sono state eseguite prove SPT, prove di permeabilità tipo Lefranc, prove dilatometriche e sono stati prelevati campioni rimaneggiati e indisturbati;
- n. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S14bis) eseguito sul plinto della pila 1 allo scopo di verificare la presenza di pali al di sotto del plinto stesso;
- n. 1 prova sismica *HVSR* eseguita in prossimità del sondaggio S14;
- n. 1 prova sismica *MASW* eseguita in prossimità del sondaggio S14.

Di seguito si riporta l'elenco dei sondaggi eseguiti, indicando la profondità, la quota sondaggio e le coordinate cartesiane (UTM – WGS84):

Sigla	Coord. UTM (E)	Coord. UTM (N)	Perforazione	Strumentazione/ Prova	Quota s.l.m.	Profondità (m)	SPT	Campioni disturbati	Campioni Indisturbati
S13	441847,643	4103010,233	Carotaggio continuo	-	90,203	30	-	-	-
S14	441882,112	4103068,133	Carotaggio continuo	Piezometro t.a. Prove Lefranc e dilatometriche	79,402	40	11	1	7
S14bis	441882,103	4103070,243	Carotaggio continuo	+	79,405	8	-	-	-

Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc. di Rif. [1] e [2].

Prove di laboratorio:

- apertura, descrizione e prove di classificazione sui campioni rimaneggiati prelevati.
- apertura, descrizione e prove di classificazione, prova di compressione edometrica, prova di taglio diretto, prova di compressione triassiale consolidata isotropa non drenata (TXCU) e non consolidata non drenata (TXUU) sui campioni indisturbati prelevati.

Per il dettaglio delle prove si rimanda al Doc. di Rif. [3].

3.2 Campagna di indagini geognostiche VI-350+819 (Vincenzetto s.r.l.) – 2019

Indagini in sito:

- n. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S15) eseguito sulla spalla lato Caltagirone del viadotto allo scopo di indagarne la struttura;
- n. 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di m 40,0 dal piano campagna, dei quali il S16 eseguito in prossimità della Pila 4 ed attrezzato con tubazione per geofisica, il S17 in prossimità della pila 8 attrezzato con piezometro Norton. Nel corso della perforazione del S16 e S17 sono state eseguite prove SPT, prove di permeabilità tipo Lefranc, prove dilatometriche e sono stati prelevati campioni rimaneggiati e indisturbati;
- n. 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S16bis) eseguiti sul plinto della pila 4 allo scopo di verificare la presenza di pali al di sotto del plinto stesso;
- n. 2 prove sismiche *HVSR* eseguite in prossimità del sondaggio S16 e S17;
- n. 1 prova sismica *MASW* eseguita in prossimità del sondaggio S17;
- n. 1 prova Down-Hole eseguita nel foro di sondaggio S16;

Di seguito si riporta l'elenco dei sondaggi eseguiti, indicando la profondità, la quota sondaggio e le coordinate cartesiane (UTM – WGS84):

Sigla	Coord. UTM (E)	Coord. UTM (N)	Perforazione	Strumentazione/ Prova	Quota s.l.m.	Profondità (m)	SPT	Campioni disturbati	Campioni Indisturbati
S15	441604,102	4102662,523	Carotaggio continuo	-	83.503	30	-	-	-
S16	441541,392	4102630,493	Carotaggio continuo	Tubazione per geofisica/Prova Down-Hole Prove Lefranc e dilatometriche	70.205	40	11	10	8
S16bis	441537,124	4102627,163	Carotaggio continuo	-	70,206		-	-	-
S17	441476,001	4102602,031	Carotaggio continuo	Piezometro t.a. Prove Lefranc e dilatometriche	200.305	40	11	11	8

Per il dettaglio delle prove si rimanda ai Doc. di Rif. [1] e [2].

Prove di laboratorio:

- apertura, descrizione e prove di classificazione sui campioni rimaneggiati prelevati.
- apertura, descrizione e prove di classificazione, prova di compressione edometrica, prova di taglio diretto, prova di compressione triassiale consolidata isotropa non drenata (TXCU) e non consolidata non drenata (TXUU) sui campioni indisturbati prelevati.

Per il dettaglio delle prove si rimanda al Doc. di Rif. [4].

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto, a binario singolo, sviluppa una lunghezza complessiva di circa 90 m (spalla-spalla). Il tracciato che attraversa l'opera è planimetricamente in rettilineo; altimetricamente il ponte presenta una pendenza discendente secondo le progressive crescenti ($i \approx 1.7\%$).

La struttura è costituita da 4 pile e due spalle che scandiscono 5 arcate con luce netta di circa 15m.

Gli archi sono realizzati con elementi in calcestruzzo magro di spessore costante circa pari a 0.83m. Sopra di essi si poggiano i muri andatori (o timpani) realizzati in muratura di pietra con spessore circa 1.2m, internamente è presente un riempimento in materiale sciolto.

Le pile sono realizzate in muratura di pietra, esternamente è presente una cortina di limitato spessore con pietrame squadrato e di dimensioni piuttosto regolari, mentre il nucleo risulta essere composto da elementi naturali di pezzatura molto disomogenea e il cui grado di compattezza, ossia la presenza di legante, è risultato molto variabile dalle indagini effettuate in situ.

Le fondazioni sono realizzate con plinti massicci in calcestruzzo (è ignota l'eventuale presenza di armature) a pianta rettangolare con dimensioni di circa 5 m in direzione longitudinale e 8.4 m in direzione trasversale. La geometria delle fondazioni è stata ricostruita in analogia ai risultati dei sondaggi conoscitivi effettuati per la pila 1 del viadotto.

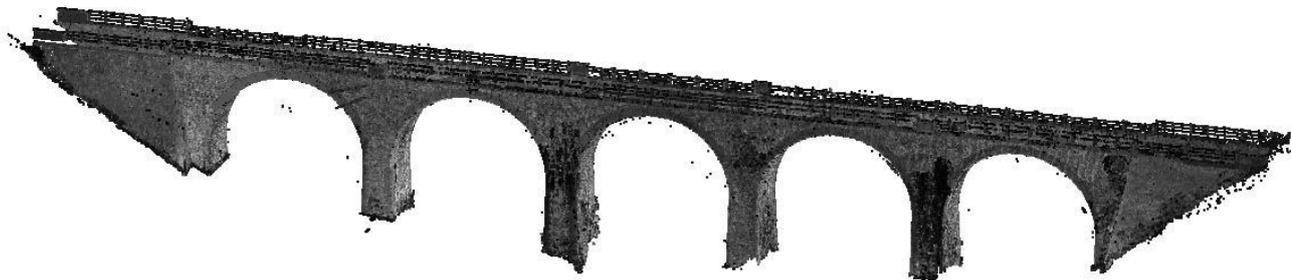


Fig. 2: Restituzione laser-scanner dell'opera

VI06 - Relazione geotecnica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 RB	VI 06 00 001	A	10 di 41





Fig. 3: Viste dell'opera

5 QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO

La successione esposta nel settore analizzato è costituita dai depositi di due distinti cicli sedimentari, rispettivamente di età Pleistocene inferiore e Pleistocene inferiore terminale, che ricoprono le unità del fronte della catena (Falda di Gela; Lentini, 1982), essenzialmente composte dalla successione evaporitica messiniana con al tetto i Trubi e le marne discordanti del Pliocene medio-superiore (AA.VV., 1984).

Nella figura seguente si riporta uno stralcio del Foglio 272 – Gela della Carta Geologica d'Italia, in scala 1:100.000 (anno 1955), dal quale si evince che nell'area di studio dei 7 viadotti è possibile riconoscere in affioramento il ciclo sedimentario del Pleistocene inferiore (**Q1s** e **Q1a**). Tale ciclo è costituito da sabbie con intercalazioni di areniti e calcari sabbiosi che sono diffuse nella parte alta di questa unità (**Q1s**). Le sabbie sono generalmente a grana molto fine stratificate in livelli di spessore decimetrico e poggiano su marne e argille grigiastre più o meno sabbiose (**Q1a**).

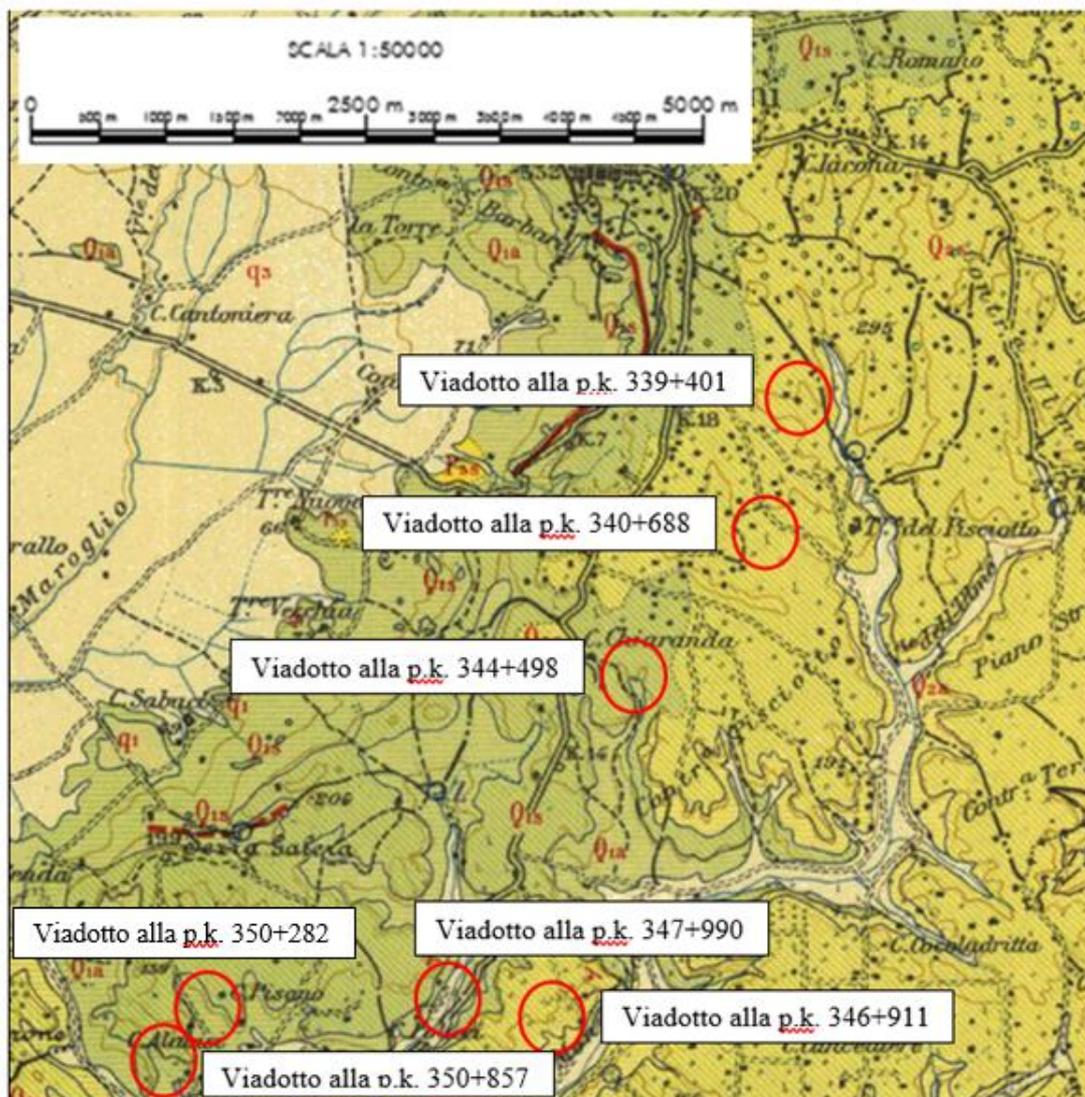


Fig. 4: Foglio 272 – Gela, Carta Geologica d'Italia

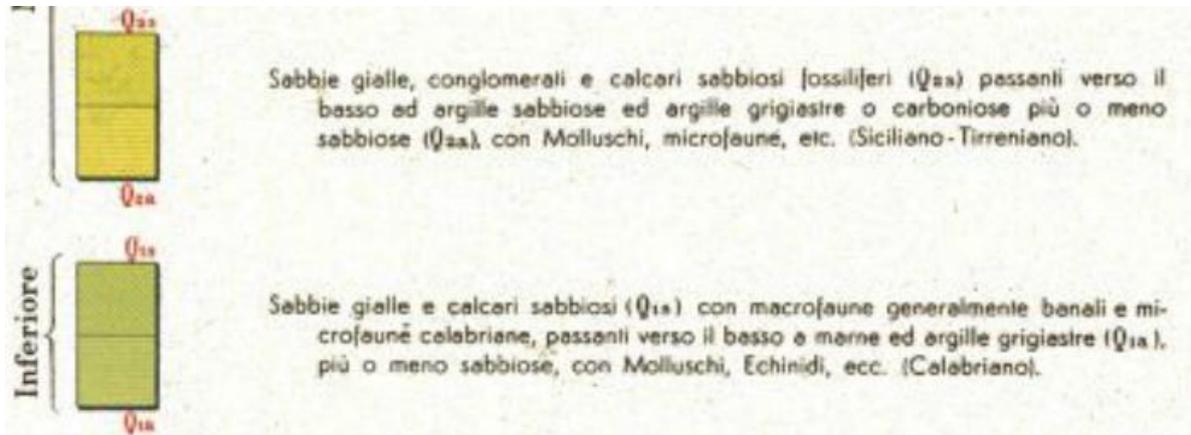


Fig. 5: Unità geologiche

Il rilevamento geologico di dettaglio eseguito in campagna alla scala 1:2.000 ha consentito, inoltre, di suddividere ulteriormente il ciclo sedimentario del Pleistocene in due membri:

- **Qcs1:** sabbie limose argillose-limi sabbiosi argillosi, saltuariamente conglomeratiche, fossilifere, di colore giallastro;
- **Qcs2:** sabbie limose argillose localmente quarzose, con intercalazioni di areniti-biocalcareniti, diffuse nella parte alta di questa unità.

Le sabbie sono generalmente a grana fine/molto fine, solitamente massive, saltuariamente stratificate. Le intercalazioni sono costituite da livelli arenitici ben cementati, a luoghi caratterizzati da una marcata stratificazione incrociata, di spessore variabile da pochi cm fino a strati di 1÷3 m qualche metro di spessore.

Oltre a quanto sopra indicato, sono presenti terreni di copertura olocenici, costituiti da depositi eluvio colluviali di natura sabbioso limosa con inclusi litoidi sub-angolari/angolari (q), derivanti dal disfacimento sottostante substrato pleistocenico.

Dal punto di vista geomorfologico il settore di studio è caratterizzato da una evoluzione legata ad un insieme di fattori geologici *s.l.* e geologico-strutturali che hanno agito, in maniera concomitante, nello sviluppo del paesaggio attuale. In particolare, la morfologia superficiale del territorio in esame risulta profondamente connessa all'evoluzione geodinamica della Catena Appenninico-Maghrebide e dell'Avanfossa Gela-Catania (Lentini et al. 1995; Finetti et al. 1996; Monaco et al. 2000), particolarmente intensa nel Pleistocene medio-superiore e nell'Olocene (Carbone et al. 2010).

Ad essa si aggiungono gli effetti geomorfologici dovuti al deflusso delle acque superficiali e ai fenomeni gravitativi agenti sui rilievi, oltre che locali elementi di genesi antropica connessi alle maggiori opere di comunicazione e ai sistemi di regimazione idraulica dei corsi d'acqua.

Inoltre la morfologia dell'area in oggetto è in stretta relazione con la natura dei terreni affioranti: in generale i processi erosivi fluvio - denudazionali sui depositi arenaceo - sabbiosi danno luogo a colline arrotondate alla sommità o spianate in dipendenza della giacitura degli strati, delimitate da versanti mediamente acclivi con locali rotture di pendenza, quale effetto morfologico dovuto all'affiorare delle testate di strati e banchi arenacei messi in

risalto dall'erosione selettiva. Le incisioni sono in genere marcate con un profilo a conca o a V svasata, spesso asimmetrica.

In particolare i territori compresi nelle aree esaminate presentano in superficie una variazione litologica e conseguente difformità morfologiche. I terreni offrono resistenze diversificate all'azione degli agenti erosivi in dipendenza del litotipo interessato, per cui le forme morfologiche ne risultano disomogenee: dove sono presenti le intercalazioni arenitiche-biocalcarenitiche si sviluppano morfologie con pareti subverticali, mentre dove è dominante la componente sabbiosa limosa sciolta sono presenti forme addolcite e smussate.

Pertanto i versanti vallivi sono ripidi nella zona sommitale, in coincidenza con una maggiore diffusione dei litotipi a più elevata consistenza geomeccanica e più dolci nella parte basale.

Il passaggio alle coltri del fondovalle, sempre di natura sabbiosa-limosa argillosa, è segnato da una ulteriore diminuzione delle pendenze.

Il paesaggio risulta inoltre profondamente segnato dall'attività antropica con diffusi terrazzamenti agricoli lungo i versanti.

Dal punto di vista idrogeologico, la permeabilità ed il comportamento idrogeologico dei terreni affioranti nel bacino in esame sono stati determinati prendendo in considerazione la loro natura litologico-sedimentologica.

Pur sottolineando l'estrema variabilità spazio-temporale che la permeabilità può presentare anche all'interno di una stessa unità, si è definito tale parametro sia qualitativamente (tipo) che quantitativamente (grado) per le formazioni presenti.

I litotipi a composizione prevalentemente sabbioso limosa – limosa sabbiosa argillosa (Q e Qcs) presenti nell'area sono caratterizzati da permeabilità per porosità e da un grado di permeabilità variabile in base alla componente limosa argillosa del deposito. In considerazione dell'elevata presenza di materiale fine si prevedono, ad ogni modo, bassi / medio - bassi valori di permeabilità.

I litotipi a composizione prevalentemente argillosa limosa – limosa argillosa (Qa), invece, sono caratterizzati da un grado di permeabilità scarso o quasi nullo (impermeabili).

6 UNITA' GEOTECNICHE INTERCETTATE

Per la definizione delle unità geotecniche si è seguito un approccio che, nella sostanza, accorpa, all'interno di una stessa unità, terreni analoghi in termini granulometrici ed in termini di caratteristiche meccaniche, anche se appartenenti a formazioni geologiche differenti.

Una volta definite le unità (o sub-unità) geotecniche, i risultati delle indagini (in sito e in laboratorio) sono stati catalogati nell'ambito di queste unità e interpretati con i criteri classici della Meccanica delle Terre.

Questa caratterizzazione ha portato, quindi, all'individuazione, per ogni unità geotecnica, di un campo di valori, cercando di limitare il più possibile il range di valori indicato, in modo da limitare il livello di aleatorietà della caratterizzazione e quindi dei calcoli di dimensionamento delle opere in progetto.

Con tale impostazione, nel capitolo seguente saranno descritti i criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica, mentre in quello ancora successivo sarà esposta la caratterizzazione geotecnica delle varie unità. Infine seguirà il modello geotecnico e stratigrafico elaborato da utilizzare direttamente nei dimensionamenti.

Le unità geotecniche individuate sono rappresentate da:

- **Unità 1:** Depositi eluvio-colluviali di natura sabbioso-limosa e Sabbie limose argillose – limi sabbiosi argillosi, di colore giallastro, localmente quarzose, con intercalazioni di areniti-biocalcareniti;
- **Unità 2:** Argille limose sabbiose e/o limi sabbiosi argillosi grigio-azzurre.

7 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Generalità

Per la definizione dei parametri geotecnici sono stati utilizzati i dati acquisiti con le prove in sito e in laboratorio.

In generale le unità geotecniche prima evidenziate coprono un range di caratteristiche che variano da terreni granulari a terreni coesivi; per tale motivo i criteri con i quali vengono elaborati e interpretati i dati di indagine e gli approcci metodologici per la relativa caratterizzazione geotecnica devono quindi essere necessariamente differenziati in funzione delle caratteristiche delle singole unità.

I terreni prevalentemente granulari sono stati caratterizzati attraverso parametri geotecnici in condizioni drenate stimati con correlazioni empiriche a partire dai risultati di prove penetrometriche in foro (SPT). Nella definizione dei parametri caratteristici si è tenuto in conto della eventuale influenza delle frazioni granulometriche più grossolane sui risultati delle prove penetrometriche (resistenza alla penetrazione legata alla presenza di clasti piuttosto che allo stato di addensamento). Inoltre, per la definizione delle caratteristiche geotecniche di questi terreni, sono stati utilizzati i dati delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati.

Per le unità più tipicamente coesive sono stati valutati i parametri geotecnici in condizioni drenate e non drenate facendo affidamento sia sulle prove di laboratorio (prove triassiali, di taglio e prove edometriche) sia sulle prove in sito (SPT).

7.2 Materiali a grana grossa (sabbie più o meno limose)

7.2.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica è affidata sia all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) sia delle prove di laboratorio effettuate su campioni indisturbati e rimaneggiati.

L'interpretazione delle prove è finalizzata a determinare principalmente i seguenti parametri:

- stato iniziale del deposito (grado di addensamento o densità relativa);
- resistenza al taglio;
- deformabilità;
- permeabilità.

7.2.2 Stato iniziale del deposito

In accordo a quanto indicato di seguito, la densità relativa D_r può essere correlata al valore di N_{SPT} con le seguenti relazioni.

Meyerhof (1957):

valida per tutti i tipi di terreni

$$D_r(\%) = 21 \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma' + 0.7}}$$

essendo:

σ_{v0}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²)

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

D_r = densità relativa (-)

Gibbs-Holtz (1957):

valida per tutti i tipi di terreni

$$D_r = \left\{ \left[1,5 \left(\frac{N}{F} \right)^{0,222} \right] - 0,6 \right\}$$

$$F = 0,0065 \cdot \sigma_{v0}'^2 + 1,68 \cdot \sigma_{v0}' + 14$$

essendo:

σ_{v0}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (t/m²)

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

D_r = densità relativa (-)

7.2.3 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' può essere determinato facendo riferimento ai metodi seguenti:

Shioi & Fukuni – Road Bridge Specification (1982):

valida per tutti i tipi di terreni

$$\phi' = \sqrt{15 N_{SPT}} + 15$$

Shioi & Fukuni – Japanese National Railway (1982):

valida per tutti i tipi di terreni

$$\phi = 0,3 \cdot N_{spt} + 27$$

Owasaki & Iwasaki (1959):

valida per sabbie da medie a ghiaiose

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15$$

Sowers (1961):

valida per sabbie

$$\phi = 28 + 0,28 \cdot N_{spt}$$

7.2.4 Caratteristiche di deformabilità

7.2.4.1 Moduli elastici iniziali

Generalità

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \text{ (kPa)}$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.20

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s.

La velocità di propagazione delle onde S può essere determinata da prove geofisiche in sito o, in alternativa, da prove in sito di tipo SPT, attraverso la seguente:

Otha & Goto (1978):

$$V_s = 54.33 \cdot (N_{SPT})^{0.173} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{Z}{0.303} \right)^{0.193}$$

Essendo:

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s

N_{SPT} = numero di colpi SPT

Z = profondità (m)

α = fattore d'età (Olocene = 1000, Pleistocene = 1.303)

β = fattore geologico (argille = 1000, sabbie = 1.086)

Si specifica che, ove possibile, si è privilegiato l'uso dei valori di Vs ottenuti da prove geofisiche di tipo Down-Hole, in quanto ritenuti più affidabili.

7.2.4.2 Moduli elastici "operativi"

Generalità

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli "operativi" da associare allo specifico problema verranno fatte le seguenti assunzioni "convenzionali":

- Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, cioè in considerazione del fatto che:
 - gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti;
 - da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$.
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate precedentemente; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde.

Moduli elastici "operativi" da prove SPT in sabbia e ghiaia

Per la stima del modulo di deformazione sono disponibili numerose correlazioni tra le quali:

Schultze & Menzenbach (1961):

$$E = 0.517 N_{SPT} + 7.46$$

essendo:

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

E = Modulo elastico operativo (MPa)

Tornaghi et al. (1989):

$$E = B\sqrt{N_{SPT}}$$

essendo:

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

B = costante pari a 7

E = Modulo elastico operativo (MPa)

Si specifica che, ove possibile, si è privilegiato l'uso dei valori di modulo operativo ottenibili da prove geofisiche di tipo Down-Hole, in quanto ritenuti più affidabili.

7.2.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio.

Per il calcolo della permeabilità si è fatto riferimento a quanto riportato nelle Raccomandazioni AGI (1977) utilizzando gli schemi applicabili nel caso di prove al di sopra o al di sotto della falda idrica.

I risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli ottenibili da metodologie maggiormente speditive in funzione della descrizione litologica dei terreni interessati dalla prova. Uno di questi (Sommerville, 1986) fa riferimento alla tabella riportata di seguito. In alternativa alle prove in sito alternativa si possono usare le seguenti metodologie:

k (m/s)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

7.3 Materiali a grana fine (limi e argille) saturi

7.3.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove è finalizzata, oltre che a classificare i materiali, a determinare:

- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

7.3.2 Classificazione dei materiali

La classificazione dei terreni a grana fine verrà effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

7.3.3 Resistenza al taglio non drenata

7.3.3.1 Premesse di carattere generale

La resistenza al taglio non drenata c_u di materiali saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a prove di laboratorio che forniscono valori di c_u corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

7.3.3.2 Prove di laboratorio

In questa sede si farà principalmente riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi. L'interpretazione di queste prove non richiede specifiche particolari. Quando si ricavano valori molto diversi di un provino rispetto agli altri due, in genere si interpreta la prova solo considerando i due valori più simili. In caso di 3 valori molto diversi tra loro si assume il valore medio o il valore medio dei due valori più simili.

7.3.3.3 Valutazione di c_u da prove SPT

La stima della resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda può essere fatta attraverso una delle varie correlazioni empiriche proposte da vari Autori, tutte del tipo:

$$c_u = \alpha \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

Il valore di α varia (anche di molto) da autore ad autore:

Terzaghi e Peck $\alpha = 6.7$

DMT (design Manual for Soil Mechanics)

Argille media plasticità $\alpha = 3.8$

Argille media plasticità $\alpha = 7.4$

Argille alta plasticità $\alpha = 12.5$

Sanglerat

Argille media plasticità $\alpha = 12.5$

Argille limose $\alpha = 10$

Argille limo-sabbiose $\alpha = 6.7$

Shioi-Fukui

Argille media plasticità $\alpha = 2.5$

Argille alta plasticità $\alpha = 5$

Stroud-Clayton $\alpha = 4.5 \div 5.5$

Tenuto conto delle fortissime variazioni, è stato adottato per α un valore medio pari a 4.8, in accordo con la formulazione proposta da Stroud.

Tuttavia, si specifica che, ove possibile, si è privilegiato l'uso dei valori di c_u ottenuti da prove di laboratorio, in quanto ritenuti più affidabili.

7.3.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU).

7.3.5 Caratteristiche di deformabilità

7.3.5.1 Moduli elastici iniziali

Valgono le stesse considerazioni espone per i terreni a grana grossa.

In alternativa i moduli elastici iniziali E_0 possono essere stimati pari a 1000 volte la resistenza al taglio non drenata c_u (vedi ad esempio Simpson et al., 1979).

7.3.5.2 Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; in relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young "operativi" E_{op} saranno convenzionalmente assunti pari a:

- $1/3 \cdot E_0$ o $(300) \cdot c_u$ nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non);
- $(150 \div 200) \cdot c_u$ o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati). In questo caso si è ritenuto opportuno utilizzare la media tra i due, ovvero $175 C_u$;
- $1/5$ o $1/10$ di E_0 , dove E_0 è il valore determinato a partire dai valori di V_s da prove geofisiche o prove in sito del tipo SPT (relazione di Otha e Goto).

Si specifica che, ove possibile, si è privilegiato l'uso dei valori di modulo operativo ottenuti da prove geofisiche di tipo Down-Hole, in quanto ritenuti più affidabili.

7.3.5.3 Modulo di deformabilità non drenato (E_u)

Molti autori suggeriscono di stimare il modulo non drenato E_u attraverso la correlazione empirica con la coesione non drenata (s_u).

$$E_u = n \cdot s_u$$

stimando quindi prima il valore della coesione non drenata da prove di laboratorio o da prove penetrometriche dinamiche come descritto in precedenza.

La costante n dipende dal livello di sollecitazione di taglio, dal grado di sovraconsolidazione, dalla sensibilità delle argille e da altri fattori (Ladd, 1977). Poiché il comportamento del terreno non è lineare, la scelta del livello di tensione di taglio è molto importante.

Nella figura seguente si illustrano i dati ricavati da Ladd (1977) per terreni normalconsolidati che mostrano la variazione del rapporto E_u/s_u con il livello di tensione per vari tipi di argille ($15 < IP < 75$).

Nella stessa figura si mostra la variazione di E_u/s_u con il grado di sovraconsolidazione OCR in corrispondenza di due livelli di tensione per lo stesso tipo di terreno.

La stima dell'indice di plasticità porta a significativi miglioramenti della stima.

Nei casi in esame, per i valori di IP che caratterizzano i materiali argillosi interessati dell'opera, una stima del valore di pari a 400 appare la più realistica.

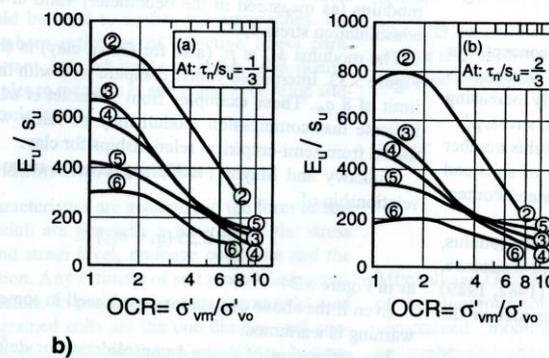
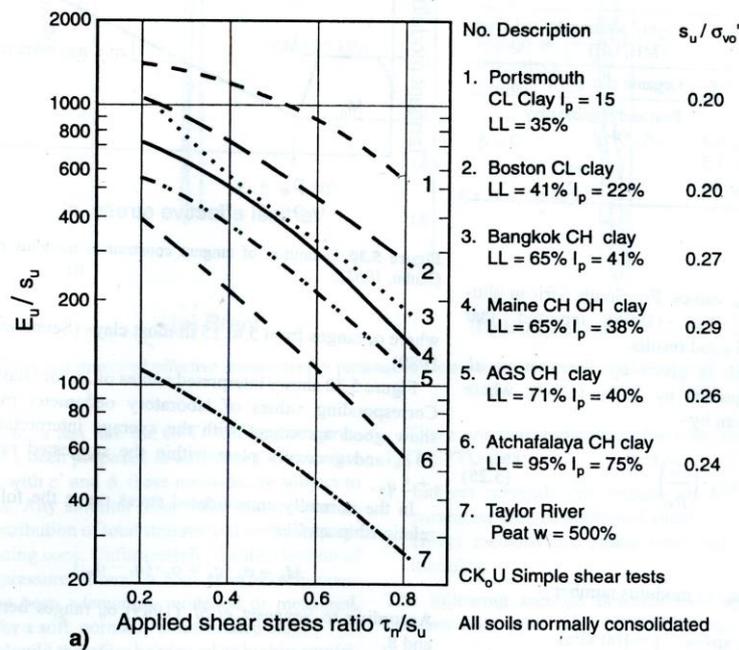


Figure 5.35 Stiffness ratio, E/s_u , as function of I_p (adapted from Ladd *et al.*, 1977).

Fig. 6: Rapporto di rigidità E_u/s_u in funzione di I_p (da Ladd, 1977 adattato in Lunne-Robertson)

8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

8.1 Introduzione

I risultati di tutte le indagini (in sito e in laboratorio) sono stati aggregati in tabelle che riportano i risultati relativi ad ognuna delle unità geotecniche individuate. Tali elenchi di dati sono stati utilizzati per la costruzione di grafici inseriti nei paragrafi relativi alle singole unità geotecniche.

Sono stati plottati in funzione della profondità:

- Peso di volume;
- Composizione granulometrica;
- Contenuto naturale d'acqua;
- Permeabilità;
- Indice di consistenza ;
- Risultati prove SPT (valori N_{SPT});
- Modulo di Young iniziale E_0 ;
- Modulo di Young operativo E_{op} ;
- Modulo di Young in condizioni non drenate E_u ;
- Coesione non drenata C_u ;
- Angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
- Coesione efficace c' .

Sono riportati inoltre i risultati nella Carta di Plasticità di Casagrande.

Seguendo i criteri esposti in precedenza, le unità geotecniche individuate sono le seguenti.

- **Unità 1:** Depositi eluvio-colluviali di natura sabbioso-limosa e Sabbie limose argillose – limi sabbiosi argillosi, di colore giallastro, localmente quarzose, con intercalazioni di areniti-biocalcareniti;
- **Unità 2:** Argille limose sabbiose e/o limi sabbiosi argillosi grigio-azzurre.

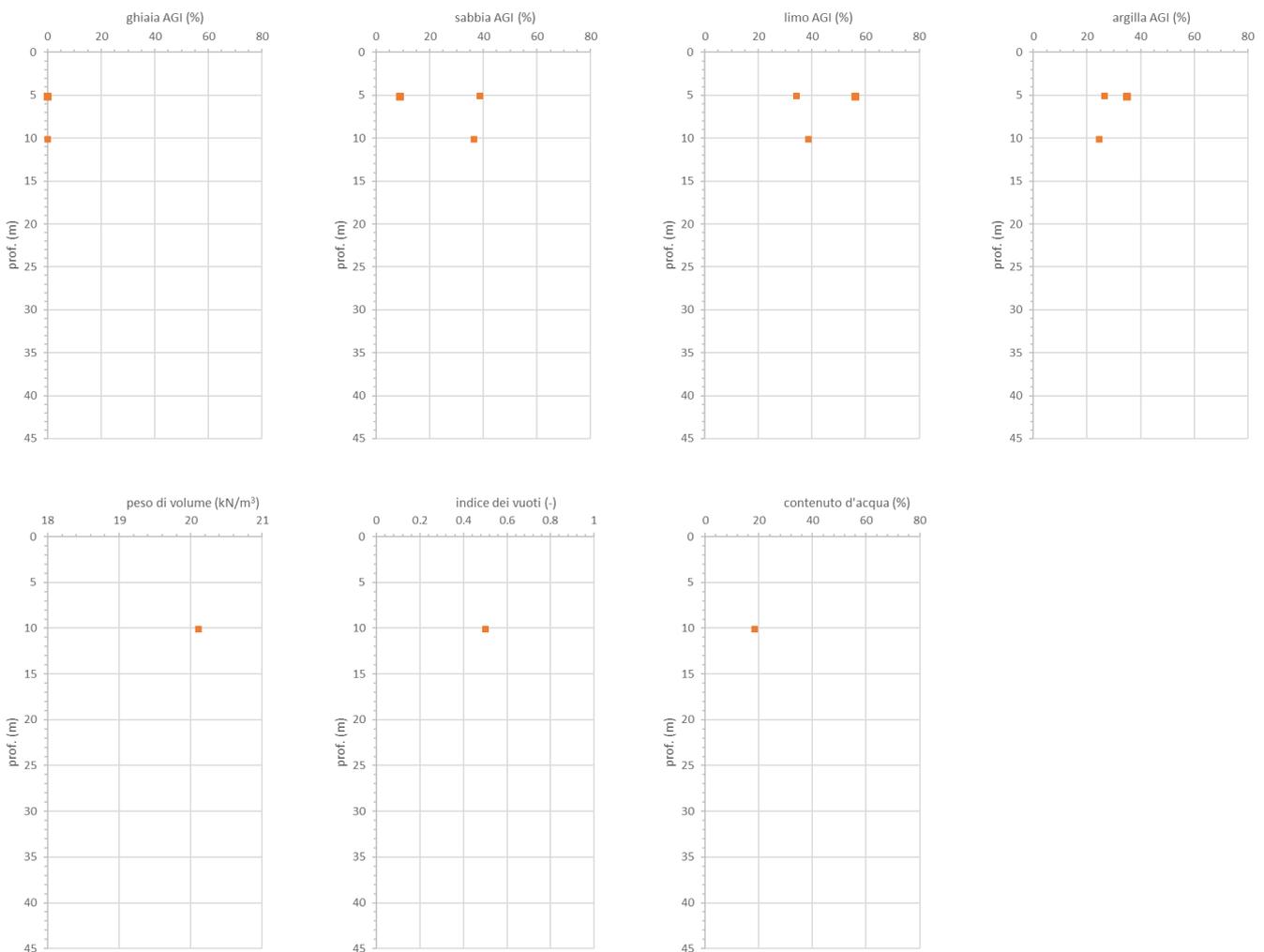
A seconda del viadotto considerato, sulla base delle schede di sondaggio e delle foto delle carote, il comportamento dell'Unità 1 verrà assimilato a quello di un terreno granulare o coesivo.

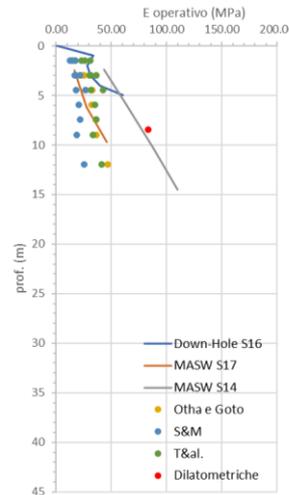
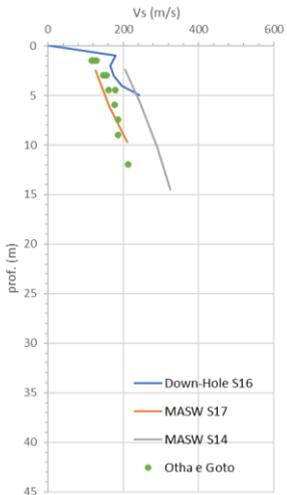
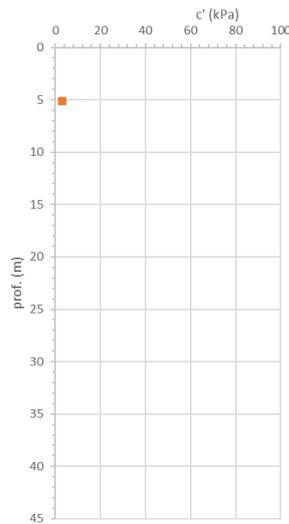
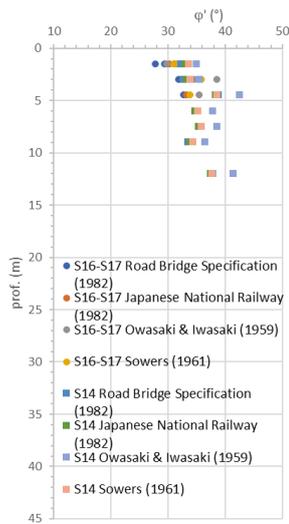
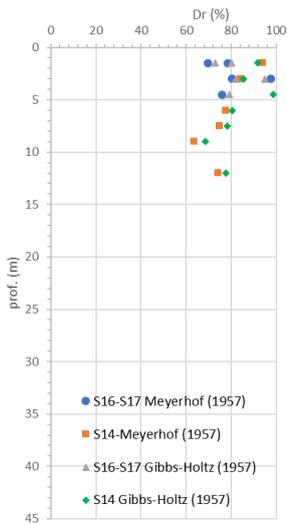
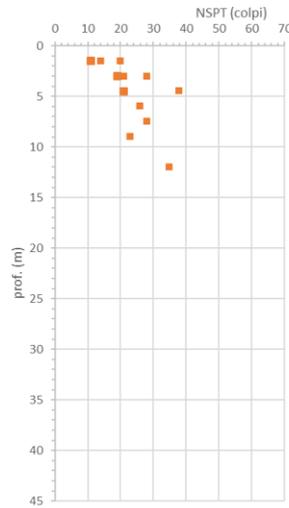
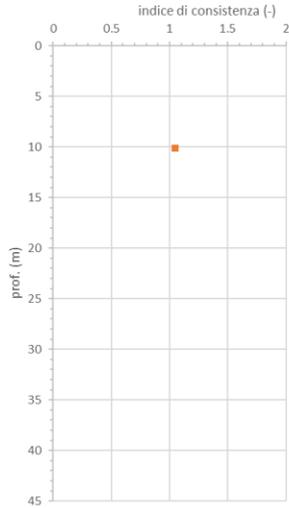
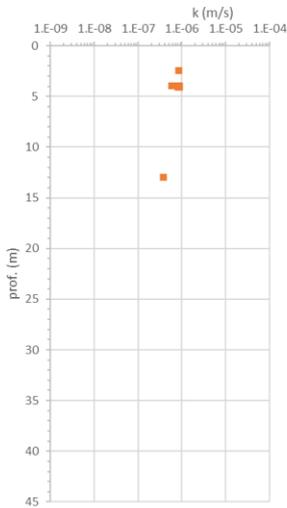
8.2 Unità 1 – Depositi eluvio colluviali di natura sabbioso-limosa e Sabbie limose argillose – limi sabbiosi argillosi

Lo spessore di tale unità che risulta in corrispondenza dei sondaggi è variabile da circa 4 a 9 m da p.c.

Sulla base delle schede di sondaggio e delle foto scattate alle carote (Rif. [1]), si ipotizza per questa unità un comportamento prettamente attritivo.

Le rappresentazioni che seguono mostrano l'andamento in funzione della profondità ottenuto per le principali caratteristiche del materiale.





VI06 - Relazione geotecnica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 RB	VI 06 00 001	A	28 di 41

Si valutano i seguenti range dei principali parametri geotecnici.

Parametri	Unità 1
γ (kN/m ³)	20
φ' (°)	29-34
c' (kPa)	0-5
C _u (kPa)	-
E _{op} (MPa)	30
E _u (MPa)	-
k (m/s)	6.75E-07

8.3 Unità 2 – Argille limose sabbiose e/o limi sabbiosi argillosi

Tale unità viene intercettata ad una profondità variabile da circa 4 a circa 9 m dal piano di campagna.

Sulla base delle schede di sondaggio e delle foto scattate alle carote (Rif. [1]), si ipotizza per questa unità un comportamento prettamente coesivo.

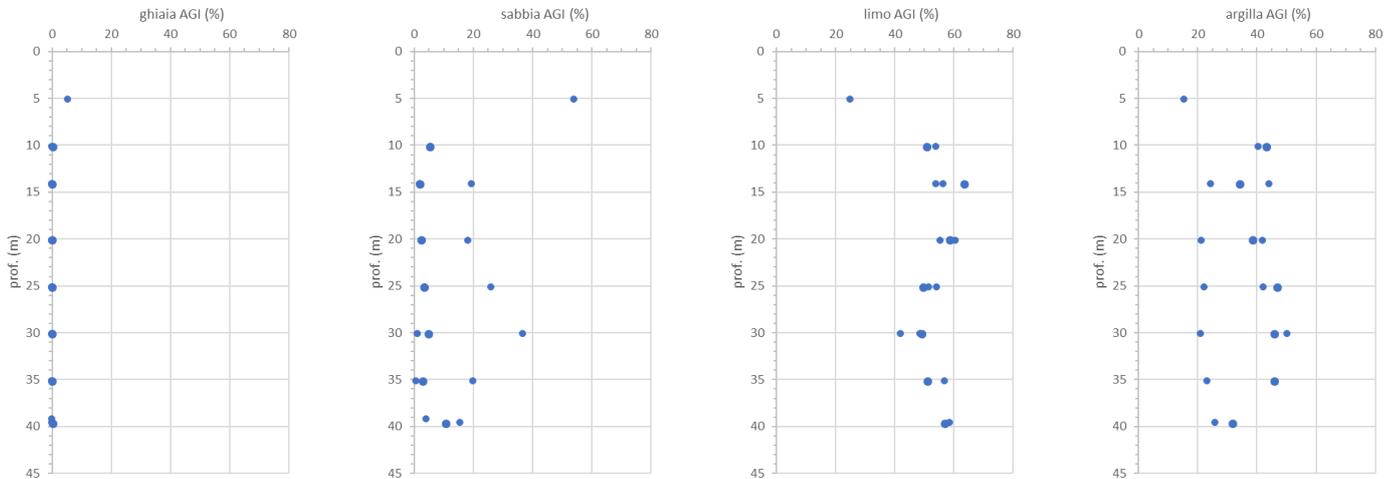
Le rappresentazioni che seguono mostrano l'andamento in funzione della profondità ottenuto per le principali caratteristiche del materiale.

Si specifica che, nel grafico relativo alla coesione non drenata, si riporterà anche l'andamento di C_u per materiali normalmente consolidati, ottenuto dalla relazione di Koutsoftas e Ladd (1985):

$$\frac{C_u}{\sigma'_{v0}} = 0.22 OCR^{0.8}$$

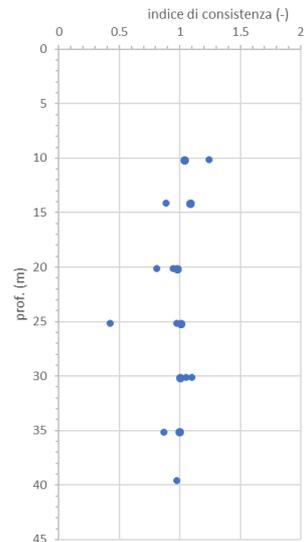
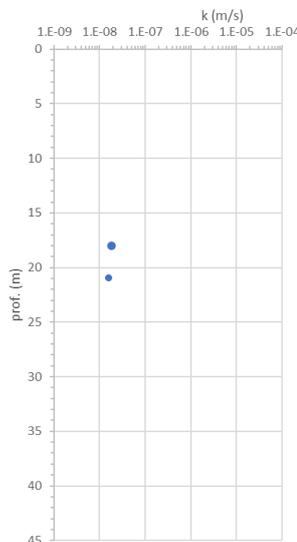
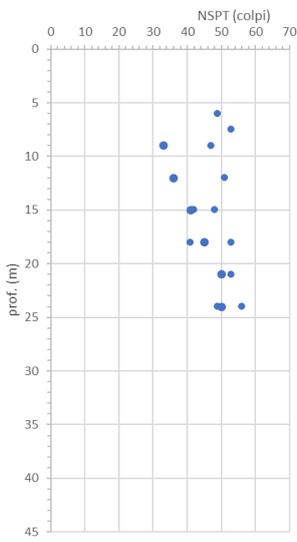
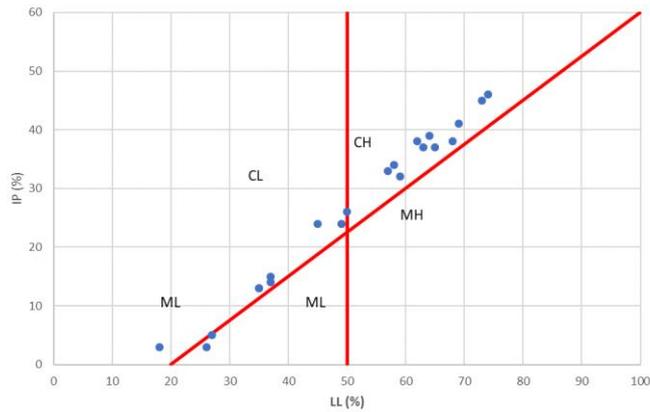
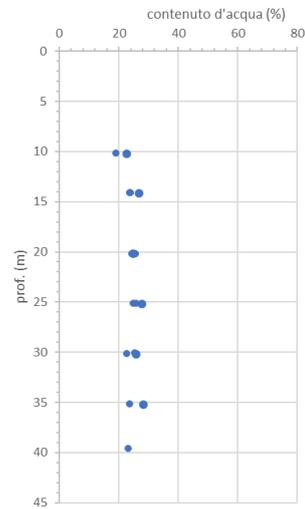
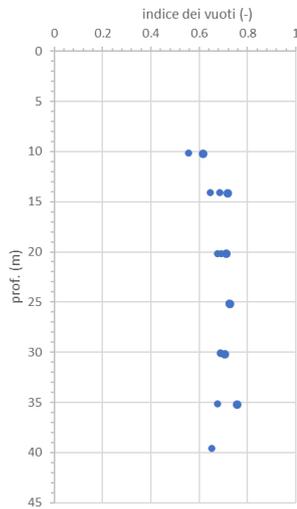
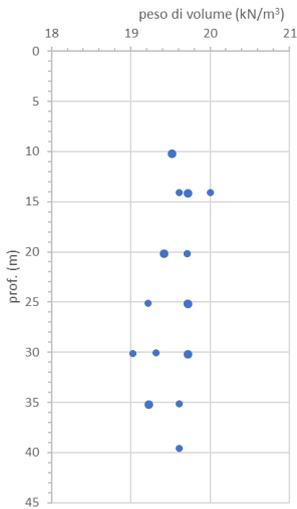
Il suddetto andamento è in questo caso particolarmente utile, in quanto le prove edometriche soffrono di un disturbo eccessivo e non forniscono una stima affidabile del grado di sovraconsolidazione del terreno.

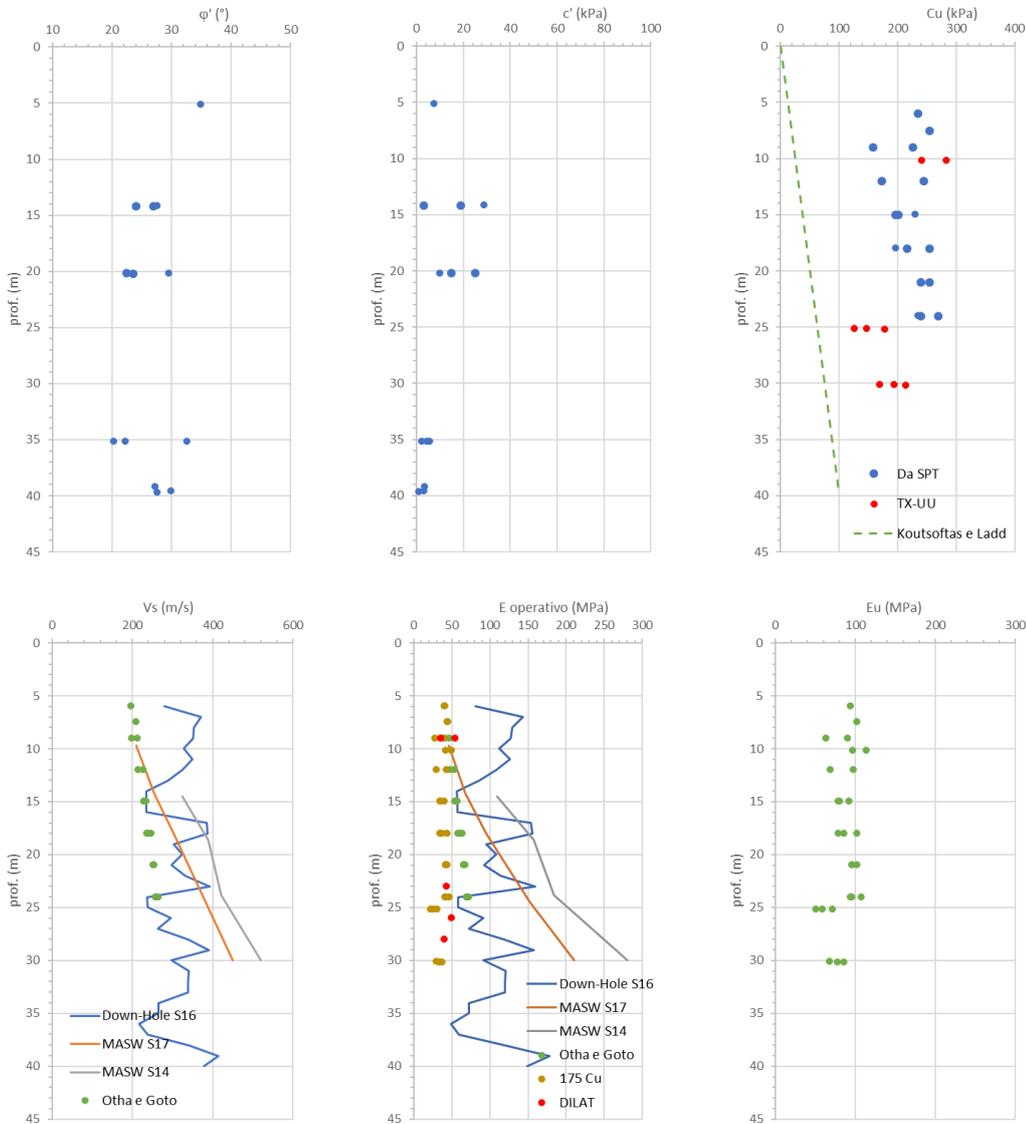
I valori di coesione efficace e di angolo di resistenza al taglio sono stati ottenuti da prove di taglio diretto alla Casagrande (TD-CD) e da prove triassiali consolidate non drenate (TX-CU).



VI06 - Relazione geotecnica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 RB	VI 06 00 001	A	30 di 41





Dall'insieme dei dati disponibili, si possono valutare i seguenti range dei principali parametri geotecnici.

Parametri	Unità 2	
γ (kN/m ³)	19.5	
φ' (°)	23-28	
c' (kPa)	5-15	
C_u 1 (kPa)	190	da tetto strato a 25 m
C_u 2 (kPa)	170	da 25 m a 40 m
E_{op} 1 (MPa)	80	da tetto strato a 25 m
E_{op} 2 (MPa)	70	da 25 m a 40 m
E_u 1 (MPa)	90	da tetto strato a 25 m
E_u 2 (MPa)	70	da 25 m a 40 m
k (m/s)	1.70E-08	

Tutte le profondità indicate in tabella sono misurate a partire dal piano di campagna.

8.4 Andamento della falda

Il livello di falda assunto in questa sede è stato definito principalmente sulla base delle misure in fase di monitoraggio dei piezometri installati nei fori di sondaggio. Sono stati attrezzati i sondaggi S14 ed S17.

	S14	S17
LIVELLO FALDA	-9 m (+70.4 m s.l.m.)	-6.5 m (+63.8 m s.l.m.)

8.5 Sismicità

Nell'ambito della campagna di indagini sono state eseguite specifiche prove sismiche per la determinazione dell'andamento della velocità delle onde di taglio V_s con la profondità, utile per individuare la classe di sottosuolo ai sensi del DM 17/01/2018. Nel dettaglio sono disponibili i risultati di:

- 1 prova MASW in prossimità del foro di sondaggio S14
- 1 prova Down-Hole in corrispondenza del sondaggio S16
- 1 prova MASW in prossimità del foro di sondaggio S17

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$, ai sensi del DM 17/01/2018 definita dall'espressione:

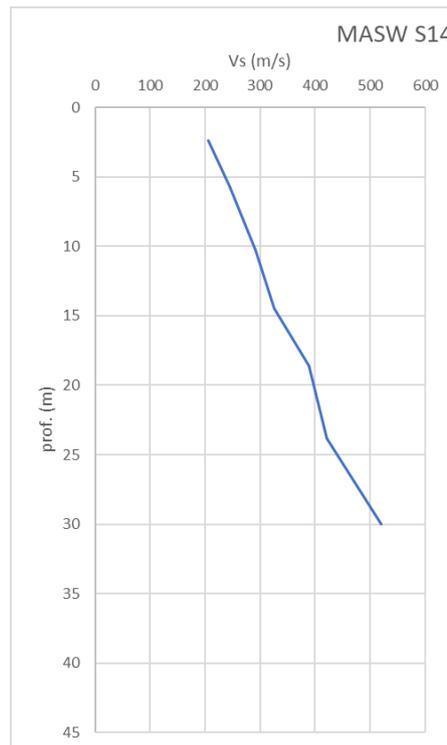
$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

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.

Per le fondazioni su pali, in particolare, la profondità è riferita alla testa dei pali. 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.

8.5.1 MASW S14

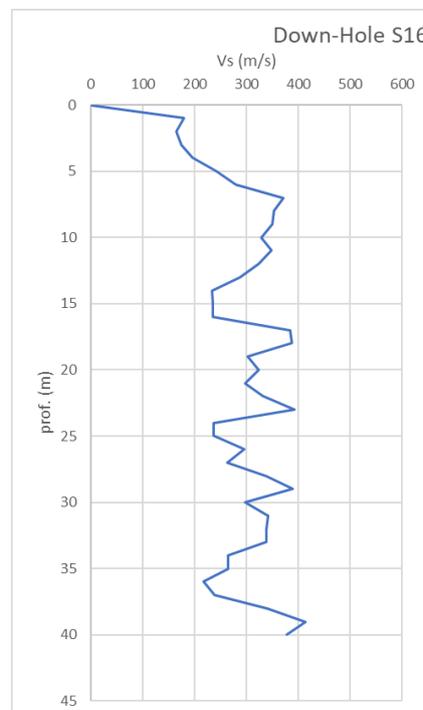


Depth (m)	Density (t/mc)	S-velocity (m/s)	Gmax (Mpa)
2.40	1.61	205	68
5.70	1.68	245	101
10.30	1.72	291	146
14.50	1.75	325	185
18.60	1.81	389	274
23.80	1.85	421	327
30.00	1.88	520	510

$$V_{s,eq} = 338.14 \text{ m/s}$$

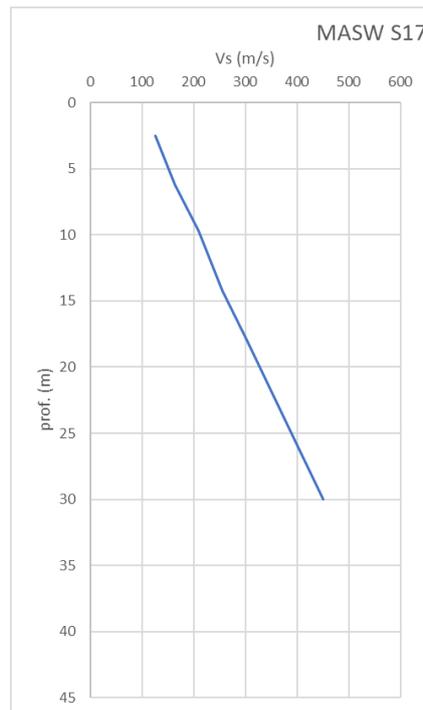
Sulla base dei dati riportati nella figura precedente, con riferimento a quanto riportato nel report delle indagini geofisiche (Rif. [2]), si ottiene un valore di $V_{s,eq}$ pari a 338.14 m/s, relativo ad una categoria di sottosuolo C.

8.5.2 Down-Hole S16



Sulla base dei dati riportati nella figura precedente, con riferimento a quanto riportato nel report delle indagini geofisiche (Rif. [2]), si ottiene un valore di $V_{s,eq}$ pari a 275.7 m/s, relativo ad una categoria di sottosuolo C.

8.5.3 MASW S17



Depth (m)	Density (t/mc)	S-velocity (m/s)	Gmax (Mpa)
2.50	1.46	126	23
6.20	1.55	164	42
9.70	1.62	210	72
14.20	1.68	255	109
18.00	1.74	303	159
24.40	1.82	382	265
30.00	1.84	450	372

$$V_{s,eq} = 253.26 \text{ m/s}$$

Sulla base dei dati riportati nella figura precedente, con riferimento a quanto riportato nel report delle indagini geofisiche (Rif. [2]), si ottiene un valore di $V_{s,eq}$ pari a 253.26 m/s, relativo ad una categoria di sottosuolo C.

VI06 - Relazione geotecnica

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 RB	VI 06 00 001	A	36 di 41

		S _s	C _c	S=S ₀ *S _T
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, 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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti 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.	1.4	1.4	1.4
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, 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	terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.			

8.6 Liquefazione

In terreni saturi sabbiosi sollecitati, in condizioni non drenate, da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

In base al D.M. 17/01/2018 §7.11.3.4.2, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze::

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite, con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza, determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT), normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e q_{c1N} è il valore della resistenza, determinata in prove penetrometriche statiche (CPT), normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nei grafici sottostanti a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

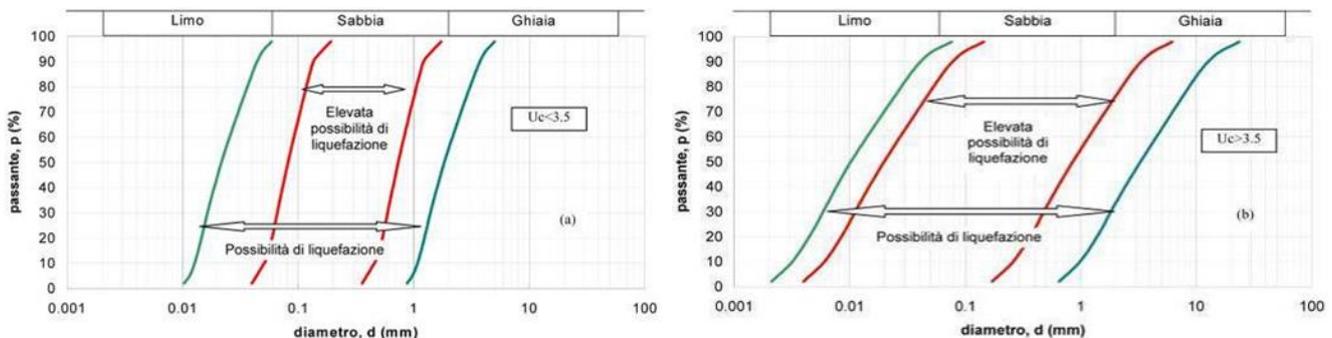


Fig. 7: Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

La suscettibilità nei confronti della liquefazione viene valutata attraverso metodologie di carattere semi-empirico sulla base dei risultati ottenuti da prove in sito di tipo SPT, le quali permettono di eseguire una verifica di tipo puntuale lungo la verticale indagata dall'indagine.

8.6.1 Verifica a liquefazione sulla base delle prove SPT

Il coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FS) è calcolato localmente, a diverse profondità, attraverso il rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione (Cyclic Resistance Ratio) $CRR = \tau_f / \sigma'_{v0}$, e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica (Cyclic Stress Ratio) $CSR = \tau_{media} / \sigma'_{v0}$.

$$FS = CRR/CSR$$

I risultati delle analisi saranno presentati riportando l'andamento con la profondità del fattore di sicurezza (FS) alla liquefazione per ciascuna delle verticali indagate. Inoltre è stato determinato l'indice del potenziale di liquefazione I_L , definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

z_{crit} è la profondità critica, ovvero la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assume pari a 20.0 m.

$w(z)$ è una funzione peso di tipo lineare che vale 10 in $z=0m$ e 0 in $z=z_{crit}=20m$

La variabile $F(z)$ vale:

$$F(z) = 1 - F_L \quad \text{se } F_L \leq 1$$

$$F(z) = 0 \quad \text{se } F_L > 1$$

A partire dal valore dell'indice del potenziale di liquefazione I_L , sono definite le seguenti classi di pericolosità (Sonmez, 2003):

- $I_L = 0$ Non liquefacibile ($FL \geq 1.2$);
- $0 < I_L \leq 2$ Potenziale basso;
- $2 < I_L \leq 5$ Potenziale moderato;
- $5 < I_L \leq 15$ Potenziale alto;
- $I_L > 15$ Potenziale molto alto.

Le procedure per la verifica a liquefazione di un sito con i metodi semplificati si basano sul lavoro originariamente proposto da Seed e Idriss (1971) e successivamente soggetto a varie modifiche e integrazioni fino alla formulazione riportata nelle Linee Guida del NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research)(Youd et al., 2001) e nella più recente monografia dell'Earthquake Engineering Research Institute (Idriss e Boulanger, 2008).

8.6.2 Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR

Il rapporto di tensione ciclica, ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = 0.65 \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot r_d$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione massima del terremoto di progetto;
- σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale;
- r_d è un coefficiente correttivo che dipende dalla profondità e tiene conto della deformabilità del sottosuolo. Può essere assunto pari a:

$$r_d = 1 - 0.0015z$$

8.6.3 Valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR

Il rapporto di resistenza ciclica può essere stimato sulla base di prove SPT, CPT e da misura della velocità delle onde di taglio. Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo $M=7.5$, per eventi di magnitudo diversa si introduce un coefficiente correttivo MSF (Idriss e Boulanger, 2004) così definito:

$$MSF = \min \left\{ \begin{array}{l} 6.9 \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 0.058 \\ 1.8 \end{array} \right.$$

Il calcolo del valore del rapporto di resistenza ciclica CRR a partire da prove SPT si basa su 3 step principali

- **Step 1:** Correzione del valore di colpi SPT

Il numero di colpi N_{SPT} viene normalizzato mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S,$$

dove:

$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}}$$

fattore correttivo della profondità;

$C_E =$ fattore correttivo per considerare il rendimento energetico;

$C_B =$ fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio;

$C_R =$ fattore correttivo per la lunghezza delle aste;

$C_S =$ fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario.

Nella tabella seguente sono riportati i valori di riferimento.

Factor	Equipment Variable	Term	Correction
Overburden Pressure		C_n	See Figure 4.3
Energy Ratio	Safety Hammer Donut Hammer Automatic Trip Hammer	C_e	0.60 to 1.17 0.45 to 1.00 0.9 to 1.6 See Table 4.2 for details
Borehole Diameter	65 mm to 115 mm 150 mm 200 mm	C_b	1.0 1.05 1.15
Rod Length**	3 m to 4 m 4 m to 6 m 6 m to 10 m 10 m to 30 m >30 m	C_r	0.75 0.85 0.95 1.0 <1.0
Sampling Method	Standard sampler Sampler without liners	C_s	1.0 1.2

* The Implementation Committee recommends using a minimum of 0.4.

** Actual total rod length, not depth below ground surface

- **Step 2:** Correzione del numero di colpi SPT in base al contenuto di fine

In accordo con Idriss e Boulanger (2004) la resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ è riportata al valore equivalente per sabbie pulite con la relazione:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{F_c} - \left(\frac{15.7}{F_c} \right)^2 \right)$$

Dove F_c rappresenta la frazione fine passante al setaccio 200 ASTM ($d=0.074$ mm).

- **Step 3:** Calcolo di $CRR_{7.5}$

In accordo con Idriss e Boulanger (2004) la resistenza ciclica relativa ad una magnitudo $M=7.5$ viene determinata con la relazione seguente:

$$CRR = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

8.6.4 Risultati delle verifiche

Con riferimento alla relazione geologica (Rif.[9]), per questo viadotto non è necessario eseguire verifiche nei confronti della liquefazione, in quanto nessuna delle curve granulometriche ricade all'interno dei fusi definiti dalle NTC18.

8.7 Schemi geotecnici di calcolo

Nelle tabelle che seguono si sintetizzano gli schemi stratigrafici ed i parametri geotecnici caratteristici delle unità individuate.

Parametri	Unità 1
γ (kN/m ³)	20
φ' (°)	29-34
c' (kPa)	0-5
C_u (kPa)	-
E_{op} (MPa)	30
E_u (MPa)	-
k (m/s)	6.75E-07

Parametri	Unità 2	
γ (kN/m ³)	19.5	
φ' (°)	23-28	
c' (kPa)	5-15	
C_u 1 (kPa)	190	da tetto strato a 25 m
C_u 2 (kPa)	170	da 25 m a 40 m
E_{op} 1 (MPa)	80	da tetto strato a 25 m
E_{op} 2 (MPa)	70	da 25 m a 40 m
E_u 1 (MPa)	90	da tetto strato a 25 m
E_u 2 (MPa)	70	da 25 m a 40 m
k (m/s)	1.70E-08	

Tutte le profondità sono misurate a partire dal piano di campagna.