

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01
PROGETTO ESECUTIVO**

**LINEA AV/AC VERONA - PADOVA
SUB TRATTA VERONA – VICENZA
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA**

OPERE IN VARIANTE AI SENSI DELL'ART. 169 C. 3 e 5 del D.LGS. 163/2006 – Racc.1
STUDI E INDAGINI
GEOLOGIA E GEOTECNICA
GEOTECNICA
RELAZIONE GEOTECNICA

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI	SCALA:
 ATI bonifica Progettista integratore Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale	Consorzio IRICAV DUE Il Direttore Ing. Paolo Carmona Data 28/11/2023		-

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

IN2L 20 Y I2 RH GE0000 002 A

	VISTO CONSORZIO IRICAVDUE	
	Firma	Data
		28/11/2023

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	PRIMA EMISSIONE	N.Boccardini	28/11/2023	G.Bosco	28/11/2023	F.P. Bocchetto	28/11/2023	Ing. F.P. Bocchetto 28/11/2023
B								
C								

File: IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002-B01	CUP.: J41E9100000009	n. Elab.:
	CIG: 991961446E	

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

INDICE

1	PREMESSA E OGGETTO	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3	QUADRO GEOLOGICO DI SINTESI	8
4	PRINCIPALI CRITICITA' GEOTECNICHE	10
4.1	Riflessi sulla progettazione e sulla realizzazione	10
5	INDAGINI	11
6	SISMICITA'	12
7	MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO	14
7.1	Schema stratigrafico generale a grande scala	15
7.1.1	Terreni fini A, Ab	16
7.1.2	Terreni fini con intercalazioni sabbiose, B	16
7.1.3	Terreni a grana media, C	16
7.1.4	Terreni a grana grossa, D	17
7.1.5	Rocce lapidee del substrato, MR	17
7.2	Regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo	17
7.3	Distribuzione delle pressioni interstiziali ai fini dei calcoli	18
8	OPERE GEOTECNICHE DI NODO	19
9	MODELLI DI COMPORTAMENTO MECCANICO	23
10	PARAMETRI DI MODELLAZIONE A ROTTURA	25
10.1	Terreni granulari (C, B) – Interpretazione prove in sito	25
10.1.1	Elaborazione dei risultati di prove CPT, CPTU	25
10.1.2	Elaborazione dei risultati di prove SPT	26
10.2	Terreni a grana fina (A, B) – Interpretazione prove in sito	26
10.2.1	Elaborazione dei risultati di prove CPT, CPTU	26
10.2.2	Elaborazione dei risultati di prove SPT	27
10.3	Terreni a grana fina (A, B) – Interpretazione prove di laboratorio	27
10.4	Terreni a grana grossa (C) – Interpretazione prove di laboratorio	28
11	PARAMETRI DI RIGIDEZZA	29
11.1	Alti livelli di deformazione	29
11.1.1	Prove di laboratorio	29
11.1.2	Prove CPTU	29
11.2	Bassi livelli di deformazione	29



ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002-
A01.docx

Pag
3 di 51

11.2.1	Misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio	29
11.2.2	Interpretazione delle prove CPTU per determinare il modulo G_0	30
11.3	Livelli di deformazione tipici delle opere in progetto	30
11.4	Interazione terreno struttura – Modello di Winkler.....	30
11.4.1	Azioni verticali – fondazioni superficiali.....	31
11.4.2	Azioni orizzontali – fondazioni profonde	31
11.4.3	Azioni orizzontali – opere di sostegno flessibili	35
12	CRITERI DI PROGETTO DELLE OPERE E DEI SISTEMI GEOTECNICI	38
12.1	Consolidamento dei piani di posa dei rilevati	38
12.1.1	Inclusioni rigide	38
12.2	Verifiche di stabilità globali; rilevati e scavi	40
12.3	Calcolo dei cedimenti dei manufatti	41
12.4	Fondazioni su pali – Resistenza alle azioni assiali – palo singolo.....	42
12.4.1	Modello di resistenza dei terreni.....	43
12.4.2	Resistenza laterale, al contatto palo-terreno.....	44
12.4.3	Resistenza alla base del palo	44
12.4.4	Pressioni interstiziali.....	45
12.4.5	Procedimento costruttivo dei pali e dei diaframmi.....	45
12.5	Fondazioni su pali – Resistenza alle azioni trasversali – Palo singolo	46
12.6	Fondazioni profonde su palificate	47
12.7	Fondazioni profonde su diaframmi – Isolati o in linea	48
12.8	Opere di sostegno flessibili.....	49
	APPENDICI	51

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

1 PREMESSA E OGGETTO

Nella presente Relazione Geotecnica si affronta e si sviluppa il tema della ricostruzione dei modelli di sottosuolo finalizzati alla progettazione geotecnica dei diversi manufatti, delle opere, intese come insieme di singoli manufatti, e dei sistemi geotecnici compresi nel tratto di linea AV-AC tra le progressive km 45+674 e km 46+534.

Si tratta di una serie di interventi che si riconducono alla nuova progettazione, più propriamente ri-progettazione, del sottopasso di Via dell'Oreficeria; comprendono, in pratica, sia la realizzazione di manufatti ed opere provvisori che interferiscono direttamente con i binari della linea storica e con la linea merci, sia la realizzazione di opere che non hanno interazione diretta con i binari esistenti, a sono connesse alle precedenti e sono funzionali alla nuova linea AV-AC.

Le diverse lavorazioni inerenti la realizzazione di questa porzione di attraversamento della Città di Vicenza mediante linea AV-AC, avente una lunghezza pari ad 1 km circa, si riconducono all'insieme delle WBS che, nell'ambito del II Lotto Funzionale del collegamento AV-AC Verona-Padova costituiscono, seppure idealmente, il nodo Fiera-Oreficeria.

In particolare, con riferimento al sottopasso di Via dell'Oreficeria, si segnala che nel corso dei primi mesi del 2023, quindi dopo il completamento del Progetto Definitivo delle diverse opere del II Lotto Funzionale, è emersa la necessità di modificare sia l'ubicazione sia il tracciato stradale di tale collegamento viario.

Come si evince dall'attuale revisione del PD, la sede del sottopasso era originariamente addossata al confine Est del complesso industriale delle Acciaierie Valbruna, lungo il prospetto opposto a quello che si eleva a ridosso di Via dei Frassini. Con la nuova posizione e modifica di tracciato, la sede del sottopasso è stata spostata verso Est, in corrispondenza della progressiva km 46+280. Sebbene l'asse del breve tratto che sottopassa i binari sia ancora orientato secondo una direzione all'incirca parallela all'orientamento Nord-Sud, le due rampe, lato Sud e lato Nord, hanno una configurazione differente. In particolare la rampa Nord è orientata secondo la direttrice Nord-Ovest/Sud-Est e si innesta sull'ampia rotatoria della SR11, Strada Padana verso Verona, ad Ovest dell'asse Scaligeri-Sole. La rampa Sud è orientata secondo la direttrice Nord-Est/Sud-Ovest e si configura, di fatto, come un prolungamento verso Nord del ramo che ha innesto su Via della Scienza.

A ridosso del rilevato ferroviario, nel tratto precedente l'innesto della rampa nel monolite da spingere sotto il piano del ferro, il tracciato stradale si configura come una galleria artificiale per sostenere, in superficie, una nuova rotatoria. Quest'ultima si troverà in corrispondenza dell'attuale intersezione fra il prolungamento di Via dei Frassini, ad oggi esteso verso Nord mediante un sottopasso che sarà dismesso, e del tratto di Via dell'oreficeria con innesto su Via della Scienza. Pertanto, in esercizio sarà funzionale alla circolazione in area fiera, agli accessi alla nuova fermata fiera ed in particolare al collegamento Nord-Sud durante i lavori di demolizione e ricostruzione dell'asse viario Scaligeri-Sole.

Per effetto della significativa rimodulazione dell'assetto viario di superficie, che impone la galleria artificiale a ridosso del rilevato ferroviario, è stato necessario approfondire sensibilmente il piano viario sino a spingerlo a 10 m circa sotto il piano di campagna attuale.

Rispetto alla soluzione precedente (attuale PD) ne deriva una rilevante modifica delle questioni inerenti l'Ingegneria Geotecnica.

Muovendo da tali considerazioni, nel seguito si descrivono i diversi modelli geotecnici di sottosuolo relativi alle diverse opere comprese nelle WBS del nodo e che interagiscono con i terreni. Tali modelli di sottosuolo sono stati ricostruiti allo scopo di sviluppare le analisi ed i calcoli necessari al

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	Pag 5 di 51

dimensionamento geotecnico dei manufatti in progetto. Ai fini della ricostruzione di tali modelli di sottosuolo si è proceduto sulla base delle informazioni e dei dati disponibili sia riguardo le successioni stratigrafiche intercettate nell'area di interesse sia riguardo il comportamento meccanico dei terreni che definiscono tali successioni.

Come prescritto dalla normativa vigente (DM 2018, § 6.2.2), il modello geotecnico di sottosuolo costituisce il basilare supporto per sviluppare le analisi e le verifiche geotecniche ed a cascata anche i calcoli strutturali per dimensionare le opere interagenti con la porzione di sottosuolo compresa nel modello. Di conseguenza il modello di sottosuolo comprende la successione stratigrafica e di calcolo associata ad un singolo manufatto o manufatti interconnessi, il corrispondente regime delle pressioni interstiziali ed inoltre la scelta dei modelli di comportamento meccanico dei singoli terreni presenti nel volume significativo. Si associano, quindi, anche i valori caratteristici dei parametri geotecnici relativi a ciascuna “*unità omogenea sotto il profilo fisico meccanico*” identificata nell'ambito della stratigrafia del modello geotecnico; parametri che condizionano la risposta dei singoli modelli di comportamento meccanico.

Nel rispetto della normativa i valori caratteristici dei parametri geotecnici sono stati definiti tenendo conto che rappresentano “una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato” (DM 2018, §6.2.2).

Per sviluppare il presente lavoro, si sono prese le mosse dai due modelli geologici di sottosuolo; quello pertinente le linee ferroviarie, linea storica e linea AV-AC in progetto, e quello relativo al nuovo tracciato del sottopasso di Via dell'Oreficeria. Entrambi sono stati ricostruiti a conclusione degli studi inerenti la geologia dell'area vicentina interessata dal progetto AV-AC.

Quindi, a partire dalle successioni stratigrafiche illustrate con i modelli geologici di sottosuolo, sono stati ricostruiti i modelli geotecnici di sottosuolo, che rappresentano uno schema meno articolato delle successioni dei terreni rinvenute mediante le indagini. Questo schema discende dal processo di sintesi che costituisce il momento centrale della caratterizzazione geotecnica; in pratica il processo di identificazione delle unità omogenee sotto il profilo fisico meccanico alle quali sono ricondotti terreni distinti sotto il profilo geologico ma che esibiscono la medesima risposta ai carichi in termini di resistenza al taglio e rigidità.

Ai fini della ricostruzione dei modelli di sottosuolo, si è fatto riferimento ai risultati di diverse campagne di indagini sui terreni eseguite nell'arco di 20 anni circa, nell'ambito di successivi studi sviluppati a supporto della progettazione. Così, alle indagini eseguite nel corso dell'iniziale fase di scelta del tracciato (2002) si sono aggiunte quelle a supporto del Progetto Preliminare Italferr (2015), quelle funzionali allo sviluppo del progetto definitivo attuale (2021 e 2022) ed infine quelle integrative (2023) specificamente mirata alla redazione del progetto esecutivo. Alcune di queste ultime indagini sono tuttora in corso.

Indipendentemente dalle caratteristiche geometriche e strutturali del singolo manufatto o sistema di manufatti, il processo di ricostruzione del modello geotecnico di sottosuolo è essenzialmente il medesimo e si articola nelle fasi che si delineano di seguito:

- identificazione del quadro geologico generale di riferimento al quale ricollegarsi; associazione dei contesti geologici alle opere o gruppi di opere, di linea o interferenti con questa, ovvero singoli manufatti e associazioni di questi;
- genesi e processi evolutivi ai quali si riconducono le porzioni di sottosuolo interessate dalle diverse opere in progetto;
- distinzione dei diversi terreni presenti nel sottosuolo;

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 6 di 51

- identificazione delle classi o gruppi ai quali ricondurre i diversi terreni allo scopo di ricostruire la successione delle singole unità, intese come “*unità omogenea sotto il profilo fisico meccanico*”; tale processo si sviluppa sulla base delle proprietà fisiche e delle caratteristiche meccaniche dei singoli terreni tenendo conto della natura del problema geotecnico che deriva dalla specifica interazione terreni-opera;
- modelli di comportamento meccanico (resistenza e risposta alle azioni) con i relativi parametri e caratteristiche geotecniche-meccaniche da associare alle diverse classi di terreni ed alle diverse tipologie di opere ovvero singola opera;
- particolarizzazioni ed eventuali adattamenti dei modelli alle specifiche situazioni locali nel contesto della ricostruzione del modello geotecnico di sottosuolo e del corrispondente volume geotecnicamente significativo;
- ricostruzione del modello di calcolo per analisi geotecniche, coerente con le caratteristiche e le finalità dell’opera ed anche dei margini di sicurezza ritenuti necessari, sia nei riguardi del collasso, sia nei riguardi dell’esercizio.

Considerato che qualunque modello di un un generico fenomeno reale è necessariamente una semplificazione della realtà, di conseguenza è affetto da errori, la scelta dei modelli di comportamento, degli strumenti di analisi e di calcolo, dei codici di calcolo automatico, è stata orientata verso quei modelli e quegli strumenti che, laddove imprecisi, inducessero errori i cui effetti fossero a vantaggio di sicurezza (EC7 EN 1997-1:2004 §2.4 (P)6, “*Any calculation model shall be either accurate or err on the side of safety*”).

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 7 di 51

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente Relazione Geotecnica si è proceduto nel rispetto della seguente normativa:

- D.M. 17 gennaio 2018, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”, *Supplemento ordinario n. 5* alla Gazzetta Ufficiale n.35 del 11-02-2019.

In armonia con i contenuti del Capitolo 6 Progettazione Geotecnica del DM 2018, in particolare con le prescrizioni del §6.2.1 e §6.2.2, la presente Relazione Geotecnica, ed in dettaglio il processo di ricostruzione del modello geotecnico di sottosuolo, si innesta sul modello geologico illustrato nella specifica Relazione Geologica.

Nel rispetto delle prescrizioni di legge, il processo della caratterizzazione geotecnica dei terreni, ed in particolare i singoli momenti che caratterizzano tale processo, come delineati di seguito

- la scelta dei modelli per descrivere la resistenza a rottura,
- la scelta dei modelli per descrivere la risposta ai carichi, quindi in termini di parametri di rigidità nel campo delle azioni di progetto e delle variazioni di stato di sforzo e deformazione,
- la scelta dei valori da assegnare ai parametri che governano tali modelli, per semplicità i valori dei parametri geotecnici,
- la definizione dei criteri generali che indirizzano i procedimenti per sviluppare i calcoli e le verifiche geotecniche delle singole opere,
- la definizione dei criteri generali che indirizzano le analisi di interazione fra le opere ed i terreni, ed in particolare lo studio dei sistemi geotecnici, costituiti dal complesso delle opere e dei terreni che interagiscono con queste, quindi i terreni compresi nel volume geotecnicamente significativo,
- la definizione del volume geotecnicamente significativo,

rispondono all’esigenza di verificare che siano sempre garantite le condizioni di sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) e degli stati limite di servizio (SLE).

Il margine di sicurezza è espresso dai coefficienti di sicurezza parziali che, in dipendenza dello specifico approccio di calcolo, sono applicati in misura diversa alle azioni di progetto (amplificate), alle azioni resistenti (ridotte), alle resistenze dei materiali (ridotte).

Nel contesto della normativa adottata, ai valori delle grandezze fisiche e dei parametri meccanici che sono stati desunti dalle indagini sui terreni ovvero dalla letteratura tecnica per terreni simili a quelli in esame, si attribuisce il significato di “valore caratteristico” (pedice k). Analogamente, ai valori delle medesime grandezze e parametri utilizzati nei diversi modelli di calcolo, si attribuisce il significato di “valore di progetto” (pedice d).

A tale schema concettuale, si fa riferimento, nel seguito, per distinguere i valori caratteristici da quelli di progetto, anche nel caso in cui tale distinzione non è esplicitata con l’uso dei due pedici “k” (caratteristico) o “d” (progetto).

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

3 QUADRO GEOLOGICO DI SINTESI

Nel seguito si riporta uno schema di sintesi dell'assetto geologico del sottosuolo a ridosso della linea in progetto nel tratto compreso tra le progressive km 45+674 e km 46+534. Questo schema è ricostruito sulla base degli studi relativi a tale disciplina, basati sull'insieme delle informazioni e dei dati acquisiti con le indagini eseguite sinora.

Al riguardo è utile ricordare che nel PD la porzione di territorio interessata dalle opere di linea ed interferenti con questa, opere previste nell'ambito del II Lotto Funzionale, è stata schematizzata, sotto l'aspetto geologico, in sei ambiti o tratti che possono essere considerati relativamente omogenei o con caratteristiche geologiche simili. Nella presente relazione si farà riferimento soltanto al secondo ambito, di pertinenza del tratto di linea ed opere connesse nell'ambito del nodo qui di interesse. Si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale ed alla Relazione Geologica generale del PD per gli utili collegamenti al quadro geologico e geotecnico complessivo.

Secondo ambito – dal fiume Retrone alla nuova fermata fiera

del sottosuolo a supporto del progetto preliminare (2015) furono limitate a quattro sondaggi, uno in sponda sinistra del fiume Retrone, lungo 40 m, uno lungo 20 m ubicato circa 200 m ad Est del precedente, e due lunghi 30 m in prossimità del sottopasso di Via dell'Oreficeria (soluzione di PD 2022), lato Nord (S90) e lato Sud (S89) della linea.

Le indagini eseguite a supporto del PD (2020 e 2021) comprendono 1 sondaggio in sponda sinistra del fiume Retrone, lungo 50 m, in corrispondenza della Spalla B del Ponte Retrone (BS05), uno lungo 30 m ubicato circa 550 m ad Est del precedente in prossimità del nuovo tombino scatolare (km.45+390) lato Nord della linea (BS10), ed uno lungo 30 m in prossimità del sottopasso di Via dell'Oreficeria (soluzione di PD 2022), lato Sud della linea (BS14).

Sulla base delle informazioni disponibili si evince che il sottosuolo è caratterizzato dalla presenza del superiore banco di terreni a grana fina, avente spessore crescente da Ovest (incisione del Fiume Retrone) verso Est, sino a valori dell'ordine di 20 m circa. Si rileva che nel tratto compreso fra le progressive km 46+000 e km 46+500, sono state attraversate, lenti di sabbie limose e di sabbie con limo per spessori di 2-4 m circa a diverse profondità dal piano di campagna.

A profondità di 20 m circa, è stata raggiunta una prima lente di ghiaie, avente spessore complessivo pari a 13 m circa. Verso Est questa lente è separata in due strati da una spessa intercalazione di limi argillosi. T

Sulla base delle misure eseguite in corrispondenza di alcuni piezometri prossimi alla fermata fiera (2015), sia quelli con presa interamente contenuta nel banco di limi argillosi sia quelli con presa che interessa la lente di ghiaie insieme ai limi sottostanti e soprastanti, si evince la presenza di falde artesiane alla profondità di 25-30 m circa. Nel corso del PD sono state previste specifiche indagini per il monitoraggio delle pressioni interstiziali nei terreni a grana fina e nelle sottostanti ghiaie sabbiose, sede della falda in pressione.

Estrapolando i risultati delle due campagne di indagini, quella eseguita nel 2015 (PP) e la successiva sviluppata nel periodo 2020-2022 (PD), si evince che in direzione perpendicolare alla linea, quindi secondo l'orientamento Nord-Sud, in asse al nuovo sottopasso alla progressiva km 46+280, è stato riconosciuto che la costituzione del sottosuolo può essere descritta con sufficiente approssimazione adottando una parte del profilo in asse linea; in particolare la parte che corrisponde al Tratto 8, compreso fra la progressive km 46+282 e la progressiva km 46+450. Questa successione stratigrafica (Tratto 8) è stata confermata, dal lato Sud, con l'esame della stratigrafia del sondaggio SE_06 (PD-PE) eseguito alla distanza di 40 m dalla linea. E' prevista la perforazione del sondaggio

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 9 di 51

SE_37 di PE, ubicato alla distanza di 80 m circa dalla linea lungo l'asse stradale.

Sono state anche previste ulteriori misure delle pressioni interstiziali, con impiego di piezometri elettrici, allo scopo di determinare l'entità delle pressioni interstiziali nello strato di ghiaie sabbiose intercettato a profondità dal piano di campagna di 20 m circa. Allo stato attuale, si segnala che nel corso di altre perforazioni, ultimate recentemente lungo l'asse Scaligeri-Sole, è stata registrata una risalita di acqua di circa 1.0-1.5 m al di sopra del piano di campagna.

Terzo ambito – area a ridosso della nuova fermata fiera

Questo terzo ambito, fra le progressive km 46+100 e km 46+650 circa, può essere identificato a ridosso della fermata fiera e comprende anche l'asse viario Scaligeri-Sole e l'incisione del fiume Dioma.

In quest'area il sottosuolo è ancora caratterizzato dalla presenza del superiore deposito di terreni fini limosi e argillosi che inglobano lenti di sabbie limose e sabbie con limo aventi spessori variabili. Va segnalato, tuttavia, che a profondità dal piano di campagna minori di 10 m circa sono stati spesso intercettati materiali di riporto, livelli di sabbia limosa, terreni argillosi con contenuto di sostanza organica.

Anche in quest'area il primo pacco di ghiaie si intercetta a profondità dell'ordine di 20-24 m dal piano di campagna; la base del pacco è attraversata a profondità di 35-37 m circa. Al di sotto sono stati rinvenuti terreni fini, limosi e argillosi. Mediante i sondaggi più lunghi, S93 (L = 48.5 m), S98 (L = 50 m), S99 (L = 50 m), è stata raggiunta una seconda lente di ghiaie, che non è stata attraversata. Le indagini eseguite a supporto del PD comprendono 1 sondaggio in corrispondenza della Spalla A del Cavalcaferrovia degli Scaligeri (BS17), lungo 50 m, in cui è stata raggiunta la lente di ghiaie alla profondità di 35.0 m, che non è stata attraversata. Pertanto lo spessore di questo profondo strato di ghiaie non è noto; il tetto è segnalato alle profondità di 47.2 m (S93), 45 m (S98), 32 m (S99) e 35 m (BS17).

In corrispondenza di questa seconda lente di ghiaie è stata riscontrata una circolazione idrica in pressione, che si manifesta con una risalita dell'acqua al di sopra del piano di campagna nel foro S93 e nel foro S99, anch'essi eseguiti durante la campagna 2015. In particolare, per il sondaggio S99 è riportata una risalita di 2.8 m sopra il p.c. ed una portata di 10 l/s.

In direzione trasversale, lungo l'asse viario Scaligeri – Sole, le indagini eseguite a supporto del PD eseguite nel 2021 e nel 2022 comprendono 1 sondaggio ubicato 100 m a Sud della Spalla A del Cavalcaferrovia degli Scaligeri (BS19), lungo 60 m, e 3 sondaggi ubicati lungo il Viadotto del Sole: Il primo sondaggio ubicato in corrispondenza della Pila 7 Direzione Sud, lungo 40 m (BS18), che intercetta la prima lente di ghiaia fra 18 m e 30 m di profondità, finendo quindi su uno strato di limi profondi; un secondo sondaggio ubicato in corrispondenza della Pila 12 Direzione Sud, lungo 60 m (BS20), che intercetta la lente di ghiaia a 18 m che non è stata attraversata; il terzo sondaggio, ubicato circa 200m a Nord del precedente, lungo 30 m (BS21) che intercetta la lente di ghiaia a 22 m e che non è stata attraversata. Lo strato di terreno compreso fra i riporti ed il tetto delle ghiaie, variabile fra 17m e 23 m di spessore, è costituito da alternanze di terreni limosi e sabbie limose, a tratti con matrice grossolana.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 10 di 51

4 PRINCIPALI CRITICITA' GEOTECNICHE

Dal punto di vista dell'Ingegneria Geotecnica, il progetto, ed anche la costruzione, delle diverse opere funzionali alla realizzazione dell'attraversamento AV/AC della Città di Vicenza, presenta diversi elementi e fattori di criticità.

L'assetto geologico del sottosuolo lungo la linea in progetto risulta variabile da Ovest verso Est ed anche da Nord a Sud; schematicamente può essere scomposto, dal punto di vista strettamente geotecnico, in almeno sei ambiti geologici diversi.

L'assetto idrogeologico del sottosuolo, che è variabile da Ovest verso Est ed è caratterizzato dalla presenza di circolazioni idriche sotterranee sovrapposte, aventi origini diverse e regimi distinti delle pressioni interstiziali.

A questo proposito si segnala, che in occasione delle due più recenti campagne di indagini, quella a supporto del PP (2015) e quella integrativa per la redazione del PD (2021-2022), è stata registrata la risalita dell'acqua in alcuni fori di sondaggio ubicati lungo la linea. Per il controllo delle oscillazioni di questa falda artesianica, alcune verticali di indagini (campagna PD 2021) sono state attrezzate con piezometri elettrici (3 celle o 2 celle), bloccati a profondità dal piano di campagna di 3-5 m, 15 m, 29-30 m.

Sulla base del monitoraggio eseguito sinora (6-7 mesi circa), si evince che la massima risalita dell'acqua al di sopra del piano di campagna è dell'ordine di 0.4-0.6 m circa. Fa eccezione il sondaggio BS18, ubicato in prossimità della pila 7 del viadotto Sole. In corrispondenza di questa verticale, i piezometri a 3 m ed a 15 m dal boccaforo indicano risalite di 0.2 m e 0.6 m sopra il piano di campagna. Invece la cella alla profondità di 30 m registra pressioni dell'acqua poco maggiori di 320 kPa, alle quali corrisponde una risalita di 2 m circa al di sopra del piano di campagna.

Altro fattore condizionante la progettazione è la presenza, lungo l'intero tracciato, di un deposito di terreni limosi ed argillosi, saturi ed alquanto comprimibili. Questo deposito si estende dal piano di campagna sino a profondità variabili, anche elevate, in dipendenza dello specifico ambito geologico.

Questi terreni a grana fina, contengono spesso quantità, anche non trascurabili, di sostanza organica, intercettata a diverse profondità dal piano di campagna, anche alle quote minori fra lenti di terreni a grana grossa, ghiaia con sabbia o sabbiosa e sabbia con ghiaia.

In prossimità del piano di campagna, i terreni limosi e argillosi inglobano spesso intercalazioni di limi sabbiosi e di sabbie limose aventi spessori variabili. Localmente, questi terreni a grana media sono poco addensati; di conseguenza, allorché soggetti a scosse sismiche possono risultare suscettibili di perdita della resistenza al taglio; inoltre, in presenza di gradienti idraulici anche moderati possono essere soggetti a fenomeni di sifonamento e risultare erodibili.

Sulla base delle diverse indagini, si rileva che gli spessori dei terreni a grana fina e gli spessori delle inclusioni di sabbia variano da Est verso Ovest; parimenti sono variabili, nelle direzioni verticali ed orizzontali gli spessori dei terreni a grana grossa.

4.1 Riflessi sulla progettazione e sulla realizzazione

In considerazione dello specifico assetto geologico, idrogeologico e geotecnico del sottosuolo, si riconoscono le seguenti criticità che possono riflettersi sulle scelte progettuali:

- per la presenza di terreni fini comprimibili, limo con argilla e argilla con limo che inglobano spesso sostanza organica e si estendono per spessori notevoli (20 m circa) a partire dal piano di campagna; per la ridotta permeabilità e per le ridotte rigidezze il decorso dei cedimenti può estendersi nel tempo in misura significativa ed i cedimenti possono raggiungere valori elevati;

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

- per le scadenti caratteristiche meccaniche dei terreni fini che si riscontrano nel sottosuolo con spessori elevati, è necessario il ricorso alle fondazioni profonde per opere d'arte, viadotti, ponti, cavalcaferrovia; in dipendenza delle locali situazioni geotecniche queste fondazioni possono raggiungere lunghezze rilevanti;
- per la presenza di locali falde artesiane, che si sono manifestate (2015, 2021) con risalite dell'acqua anche rilevanti sopra il piano di campagna, può risultare necessario definire specifiche modalità di scavo e di getto delle fondazioni più profonde e ricorrere alla gettiniezione;
- per la presenza delle lenti di ghiaia, con sabbia o sabbiose sature a profondità dal piano di campagna relativamente limitate (10-15 m circa) l'esecuzione di scavi può innescare, in assenza di specifici interventi, fenomeni di erosione dei terreni limosi e di sifonamento e sollevamento del fondo;
- per l'elevata quota della falda, che si attesta in prossimità del piano di campagna, e per la presenza di locali falde artesiane, il controllo delle pressioni interstiziali mediante pompaggio può innescare, in corrispondenza di scavi profondi a ridosso di edifici, fenomeni di consolidazione dei terreni fini con conseguenze negative sulle strutture circostanti; in tal caso il ricorso alla gettiniezione rappresenta una efficace soluzione per evitare tali fenomeni.

5 INDAGINI

Per affrontare e sviluppare le diverse tematiche inerenti l'Ingegneria Geotecnica, sia metodologiche sia di base, che sono oggetto della presente relazione, sono state analizzate ed elaborate le informazioni ed i dati che è stato possibile desumere da tre campagne di indagini.

Le prime due, la campagna del 2002 e quella del 2015 a supporto del PP. La recente campagna, avviata nell'agosto 2021 e continuata nel 2022, al momento in fase di ultimazione, a supporto del presente PD.

Alla data della presente relazione, sono in corso di definizione puntuali affinamenti lungo gli assi viari Scaligeri-Sole.

Per il dettaglio delle indagini eseguite si rimanda agli specifici elaborati. Giova ricordare che nella definizione del piano delle indagini si è proceduto sulla base dell'impianto metodologico chiaramente definito dalle prescrizioni della normativa vigente (DM 2018, §6.2.2). Pertanto tale piano è mirato alla ricostruzione del modello geotecnico di sottosuolo, sia quello in corrispondenza delle due linee in affiancamento, linea storica e linea AV-AC in progetto, sia quelli a base della progettazione geotecnica delle numerose opere interferenti. Fra queste i diversi assi viari che collegheranno le aree a Nord ed a Sud separate dal tracciato ferroviario, sottovia, sottopassi e cavalcaferrovia, ed anche i numerosi sottoservizi.

A tale scopo, nel periodo 2021-2022 sono stati eseguiti diversi sondaggi a rotazione e con carotaggio continuo per il prelievo di campioni da sottoporre ad analisi di laboratorio e per l'esecuzione di prove in foro. Diverse verticali sono state attrezzate con tubazioni cementate alle pareti per l'esecuzione di prove sismiche in foro downhole o con celle di misura elettriche per il monitoraggio delle pressioni interstiziali.

Parimenti sono state eseguite diverse prove SCPTU e CPTU che hanno consentito di approfondire le conoscenze sul comportamento meccanico dei terreni a grana fina sovrastanti le ghiaie con riferimento a due aspetti. Il primo inerente la rigidità a bassi livelli di deformazione, da ricavare sulla base delle misure di velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) con la profondità,

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

eseguite ad intervalli metrici impiegando un penetrometro provvisto del modulo sismico. Il secondo relativo alla permeabilità a grande scala, da ricavare sulla base di prove di dissipazione eseguite a differenti profondità durante l'avanzamento del cono. In tal modo diviene possibile pervenire ad una stima della velocità di esaurimento delle sovrappressioni interstiziali, e quindi una stima dei tempi necessari al decorso dei cedimenti, più aderente alla realtà, in confronto con le stime basate sul valore del coefficiente di consolidazione ricavato elaborando i risultati delle prove di compressione edometrica.

I risultati delle misure di V_s eseguite lungo le verticali SCPTU sono stati integrati con quelli ricavati mediante le prove downhole, indispensabili per la specifica costituzione del sottosuolo. Con tali prove sono state ottenute misurate di V_s a profondità elevate, quindi al di sotto della base dei terreni fini che, come posto in evidenza, poggiano sopra le lenti di ghiaia con sabbia e sabbiose; queste lenti, che si rinvergono a profondità variabili tra 12 m e 25 m circa ed anche maggiori, non possono essere attraversate mediante il penetrometro statico.

Infine, sono state programmate, e saranno prossimamente avviate, le diverse stese sismiche e le tomografie elettriche.

Le prime, anche di significativa lunghezza complessiva, sono state previste allo scopo di spingere in profondità l'esplorazione del sottosuolo lungo la linea, tenuto conto che il substrato sismico è stato identificato con certezza soltanto nell'area a Sud della stazione e non è stato intercettato a Nord del fascio di binari. Dal lato Sud le perforazioni hanno raggiunto le falde sotterranee dei Monti Berici, che rappresentano l'affioramento della formazione lapidea di natura calcarea e marnosa assimilabile ad un bedrock sismico.

Le stese sismiche, da eseguire con tecnica tomografica ad onde di compressione e di taglio, consentiranno la ricostruzione di un profilo sismico stratigrafico della rigidità, oltre ad un profilo orizzontale delle V_{seq} . Per identificare la profondità del bedrock sismico locale, in particolare in prossimità delle principali opere d'arte, sono previste sezioni sismiche a riflessione ad onde di compressione e taglio che risultano particolarmente selettive a tale scopo.

Le tomografie elettriche sono state previste con l'obiettivo di ricostruire un profilo litostratigrafico, da correlare ai dati acquisiti mediante le indagini puntuali, le perforazione dei sondaggi, le prove downhole in foro, i risultati delle prove SCPTU, ed inoltre per valutare eventuali anomalie elettriche presumibilmente riferibili a specifiche circolazioni sotterranee.

6 SISMICITA'

Alla data odierna sono disponibili i risultati di diverse misure di velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) eseguite nel corso di alcune verticali di SCPTU e downhole ubicate lungo il tracciato AV-AC.

Di conseguenza è stato possibile ricostruire una immagine dell'assetto sismo-stratigrafico del sottosuolo, che dovrà essere approfondita ed integrata in fase progettuale esecutiva, anche tenuto conto che oggi sono disponibili diversi dati sulle proprietà geotecniche dinamiche dei terreni di fondazione delle opere in progetto.

E così, allo stato attuale è stata eseguita una sola analisi di risposta sismica locale, utilizzando la stratigrafia della verticale BS14 ed assumendo profondità del bedrock sismico diverse, rispettivamente 30 m e 60 m e 60 m e 90 m. Tali profondità sono state stimate estrapolando i dati disponibili per ricavare una possibile relazione di incremento delle velocità V_s verso il basso.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 13 di 51

Rimandando alla specifica relazione per i necessari dettagli, si segnala che le accelerazioni spettrali ricavate dagli accelerogrammi propagati sino dall'ipotetico substrato sismico (bedrock) sino alla superficie risultano minori di quelle di normativa per sottosuolo di categoria D, fatta eccezione per il campo dei periodi bassi.

In particolare le accelerazioni spettrali al p.c. da RSL sono prossime a quelle di normativa per periodi minori di 0.25 s. Invece sono minori per periodi compresi fra 0.25 s e 0.6 s ed alquanto minori per periodi maggiori di 0.6 s. In questi due casi la differenza varia dal 12% al 33% circa e dal 33% al 55% circa ed aumenta, inoltre, all'aumentare del periodo proprio.

Con riferimento a questi risultati si deve tenere conto, tuttavia, che allo stato attuale non è chiaro se il sottosuolo sia effettivamente assimilabile ad un deposito caratterizzato, ancorché a grande scala, da un complessivo *“miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità”* (D.M. 2018 §3.2.2 Tab. 3.2.II). A riguardo si ricorda che il sottosuolo è caratterizzato, sino ad elevate profondità, da una successione di strati di terreni a grana fina e di terreni a grana grossa, caratterizzati da valori della velocità di propagazione delle onde di taglio alquanto differenti. Inoltre, il contatto fra questi strati non è orizzontale; nella parte Ovest della tratta pende da Ovest verso Est; in quella centrale e verso Ovest questo contatto si immerge da Nord verso Sud; nella zona Ovest, a Sud del fascio di binari della stazione, il substrato affiora in corrispondenza dei Colli Berici.

Questo specifico assetto del sottosuolo, che certamente può indurre modifiche sensibili nella distribuzione energetica alle diverse frequenze del segnale in superficie rispetto a quello al tetto del substrato sismico, potrebbe anche causare locali fenomeni di amplificazione delle scosse.

Per questi motivi, tenuto anche conto dell'attuale grado di approfondimento delle conoscenze sul sottosuolo, si è ritenuto opportuno, con un approccio ragionevolmente cautelativo, applicare il procedimento sintetizzato di seguito per ricavare le azioni sismiche da utilizzare nella progettazione.

Si prendono le mosse dai dati di pericolosità sismica di base che, in base alla normativa, *“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 come definita al § 3.2.2)”*.

I valori dell'accelerazione orizzontale massima a_g in corrispondenza delle aree di imposta delle diverse opere (in condizioni di campo libero e su sito di riferimento rigido), sono ricavati mediante il codice Spettri (NTC 1.0.3).

Successivamente si determinano i valori dell'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie al sito di interesse mediante la relazione (a_{max}) = (S) (a_g) con (S) = (S_S) (S_T), in accordo con la normativa in vigore (D.M. 2018 §7.1.3.1).

In tale relazione (S_S) ed (S_T) sono, rispettivamente, il coefficiente di amplificazione stratigrafia ed il coefficiente di amplificazione topografica.

Nel caso in esame, per la morfologia del territorio lungo la linea in progetto, essenzialmente pianeggiante, il coefficiente (S_T) può essere assunto unitario ($S_T = 1$). Invece, per il coefficiente di amplificazione stratigrafia (S_S) si fa riferimento alla medesima categoria di sottosuolo indicata nella Relazione Geotecnica Generale del PP, ovvero la categoria D.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 14 di 51

7 MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Come già indicato, nel contesto del presente progetto il modello geotecnico del sottosuolo è ricostruito secondo il seguente schema concettuale, coerente con le prescrizioni della vigente normativa (D.M. 2018):

- si prendono le mosse dal Modello Geologico ed Idrogeologico del Sottosuolo;
- si tiene conto del livello di approfondimento delle conoscenze sulla costituzione del sottosuolo e sulle caratteristiche fisiche e meccaniche dei diversi terreni intercettati con le perforazioni;
- si integrano le informazioni ed i dati che si desumono dalle diverse campagne di indagini, quelle pregresse (2002 e 2015 di PP), e quelle recenti (2021-2022 di PD);
- si tiene conto delle caratteristiche geometriche e strutturali delle opere in progetto, dell'entità delle azioni che queste trasmettono nel sottosuolo, della velocità di applicazione delle diverse azioni;
- si tiene conto dello specifico contesto urbanizzato nel quale si collocano le opere in progetto.

Ai fini della ricostruzione del modello geotecnico di sottosuolo, le opere in progetto sono distinte, come esposto in precedenza, in tre categorie:

- opere di linea, a prevalente sviluppo lineare (rilevati, interventi di consolidamento dei piani di posa, muri di sostegno del corpo ferroviario, muri anti svio, cordoli di fondazione delle barriere);
- opere con limitata estensione planimetrica (sottovia e ponti ad una luce);
- opere di scavalco e viadotti, con prevalente sviluppo lineare avente lunghezza limitata e punti di appoggio distinti.

Per le opere di linea si è proceduto a partire dal profilo geotecnico generale ricostruito in asse al binario di progetto. Da questo profilo è stata ricavata una successione di modelli di sottosuolo, ciascuno dedicato ad una specifica opera o porzione di opera (RI), ovvero relativo ad una porzione di sottosuolo che soggiace un tratto di linea al quale è possibile ricondurre una stratigrafia geotecnica di calcolo.

Nel caso delle opere di scavalco e dei viadotti, caratterizzati da una successione di punti di appoggio lungo la direzione di prevalente sviluppo, quasi sempre orientata secondo l'allineamento Nord-Sud, le informazioni desunte dalle verticali di indagine sono utilizzate per ricostruire un profilo stratigrafico e geotecnico lungo l'asse longitudinale dell'opera. In analogia a quanto indicato per la linea, laddove è risultato necessario particolarizzare o differenziare le analisi, sono stati ricostruiti modelli singoli di sottosuolo per il dimensionamento di ciascun manufatto. I modelli a scala locale sono desunti dal profilo longitudinale e specificamente integrati o adattati in funzione delle analisi da sviluppare.

Si fa osservare che nei casi in cui uno o più punti di appoggio della sovrastruttura risultano sprovvisti di indagini si è scelto di ricostruire il modello geotecnico di sottosuolo estrapolando le informazioni desumibili dalle verticali più vicine.

Ciascun modello geotecnico di sottosuolo, che sia puntuale e dedicato al singolo manufatto oppure ad una parte di questo, ovvero che sia lineare e dedicato ad una sequenza di interventi, è costituito, di fatto, da una successione di terreni; quest'ultima è ricondotta ad una successione di singole "unità omogenee, sotto il profilo fisico-meccanico" (§6.2.2. D.M. 2018); in pratica singole unità litologiche o singole classi di terreni. In ciascuna area o tratto nei quali sia definito il modello geotecnico, queste successioni sono coerenti con i risultati delle indagini eseguite in quel tratto e su quell'area.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

Le singole “*unità omogenee*” sono identificate sulla base di una analisi globale dei risultati delle prove di identificazione, quindi dei valori delle caratteristiche fisiche, e mediante una verifica del comportamento meccanico, a valle dell’interpretazione dei risultati di prove in sito e di laboratorio. Si separano, così, le singole classi di terreno alle quali può essere associato uno specifico insieme dei valori dei parametri di resistenza al taglio e di rigidezza, quindi dei parametri geotecnici.

E’ appena il caso di precisare che in tutti i casi il modello geotecnico di sottosuolo è ricostruito sino alla massima profondità esplorata con le indagini disponibili alla data odierna.

In merito si segnala che nella generalità dei casi, ciascun modello geotecnico di sottosuolo definito nell’ambito della presente fase di progettazione (PD) comprende il volume significativo di terreno, ovvero risulta più ampio di questo. Fanno eccezione alcune situazioni specifiche e brevi tratti di linea.

In pratica, quel volume che, come prescritto nella normativa vigente (D.M. 2018), coincide con “*la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso*” in virtù della risposta alle azioni trasmesse dal manufatto.

A questo proposito si fa osservare che allo stato attuale non è stato possibile ricostruire, ad esempio, alcun modello geotecnico di sottosuolo sufficientemente esteso in profondità da contenere un profilo sismo-stratigrafico, per costituire, di conseguenza, un adeguato supporto alle analisi di risposta sismica locale (RSL).

Come prescritto nella normativa (§6.2.2. D.M. 2018), nell’ambito di ciascun modello geotecnico di sottosuolo sono anche definiti, oltre la successione di “*unità omogenee, sotto il profilo fisico-meccanico*”, anche il regime delle pressioni interstiziali ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici che governano i modelli rappresentativi del comportamento meccanico di ciascuna unità omogenea.

Dai modelli di sottosuolo sono stati ricavati i modelli dei rapporti fra le opere ed i terreni, quindi dei sistemi geotecnici, composti dall’insieme delle opere e dei terreni interagenti con queste. Questi modelli sono stati utilizzati per sviluppare le diverse verifiche di sicurezza (S.L.U., S.L.E.) con riferimento allo specifico problema geotecnico. In pratica le verifiche nei riguardi dei possibili meccanismi di collasso, associati ai diversi S.L.U. che possono attingersi, e le verifiche nei riguardi del raggiungimento degli stati limite di esercizio.

7.1 Schema stratigrafico generale a grande scala

In armonia con il processo metodologico di definizione del modello geotecnico, i risultati delle diverse prove sono stati analizzati unitariamente, allo scopo di ricostruire uno schema generale dei rapporti stratigrafici fra i diversi terreni rinvenuti lungo tutte le verticali esplorate.

I diversi orizzonti ed i rapporti fra questi sono illustrati in dettaglio nei diversi profili geotecnici, tracciati sulla base della classificazione geotecnica sviluppata nei successivi paragrafi. Si rimanda, invece, alle appendici alla presente relazione per i dati e le informazioni di dettaglio ed anche per l’analisi puntuale dei risultati delle prove di laboratorio e di quelle in sito.

In sintesi, e con riferimento alle questioni di ingegneria geotecnica che riguardano il presente lavoro, il sottosuolo dell’area vicentina in corrispondenza delle opere che qui interessano può essere descritto separando i superiori depositi alluvionali dal sottostante substrato roccioso.

Questo substrato, alla base dei depositi interessati dalle diverse opere in progetto, può essere ricondotto alla formazione lapidea costituita dal complesso dei calcari, calcari marnosi, calcareniti, marne calcaree, che affiora in corrispondenza dei colli Berici. Tale formazione è stata intercettata

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

mediante i sondaggi eseguiti a Sud della linea, principalmente nell'area della stazione ed a ridosso di questa dal lato Ovest. Di conseguenza, allo stato attuale non è possibile definire puntualmente la posizione del substrato, intesa come sviluppo ed andamento areale del tetto, con le relative quote assolute, sia in corrispondenza delle opere interferenti il tracciato ferroviario sia lungo la linea in progetto.

Si osserva che dal lato Ovest dell'area a Sud del fascio di binari, tra la stazione e l'incisione del fiume Retrone, il substrato è stato raggiunto solo in corrispondenza di due verticali, eseguite ai fini del progetto delle fondazione del cavalcaferrovia Maganza.

Al di sopra della formazione lapidea di base si rinvencono depositi di origine alluvionale costituiti di terreni a grana fina e terreni a grana grossa, variamente interdigitati o sovrapposti.

Rimandando alle appendici per i necessari approfondimenti, nel seguito le singole unità, o classi di terreni, che costituiscono la copertura del substrato sono distinte e descritte sotto il profilo della composizione granulometrica.

7.1.1 Terreni fini A, Ab

Ad una prima macroclasse si riconducono le due unità, **A** e **Ab**, di terreni prevalentemente fini con locali inclusioni di livelli limosi-sabbiosi. Le proprietà fisiche di questi terreni sono essenzialmente analoghe, fatta eccezione per locali inclusioni di sostanza organica e di materiali di riporto in superficie; di conseguenza con riferimento all'interpretazione dei risultati di misure e prove di identificazione sono riguardati come un unico materiale.

Sono costituiti, principalmente, di limi con argilla e limi argillosi plastici, contenuti spesso sostanza organica; laddove la frazione sabbiosa si incrementa si classificano come limi con sabbia argillosi o debolmente argillosi. Alle variazioni del contenuto d'acqua, in particolare in seguito all'essiccamento nella stagione asciutta, si associano pressioni interstiziali negative anche sensibilmente minori di zero; ne deriva una significativa preconsolidazione ed il conseguente aumento di resistenza e rigidità (**Ab**).

7.1.2 Terreni fini con intercalazioni sabbiose, B

Ad una seconda classe si riconducono i terreni a grana fina, con intercalazioni di sabbie fini (**B**) a volte caratterizzati dalla presenza della sostanza organica. Come si evince dai risultati delle prove di laboratorio, la composizione granulometrica di questi terreni è essenzialmente compresa fra le curve rappresentative di un limo argilloso e sabbioso e quella di una sabbia con limo debolmente argilloso.

I livelli sabbiosi, che nella generalità dei casi sono stati intercettati in corrispondenza di sottili orizzonti, hanno spessore medi dell'ordine di 1-4 m circa; in questi casi il materiale può essere classificato come una sabbia con limo debolmente argilloso, localmente come sabbia con limo ghiaioso debolmente argilloso.

Fatta eccezione per sottili orizzonti direttamente in contatto con i superiori terreni A, questi terreni a grana fina **B** rimangono sempre sotto falda e sono normalmente-consolidati.

7.1.3 Terreni a grana media, C

Mediante una terza classe sono stati identificati i terreni sabbiosi **C**, essenzialmente a grana media

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

e grossa e contenenti quantità variabili di limo. Sulla base dei dati disponibili questi terreni possono essere assimilati ad una sabbia ghiaiosa a luoghi debolmente debolmente limosa ovvero ad una sabbia con limo debolmente argillosa.

7.1.4 Terreni a grana grossa, D

Con una quarta classe sono stati identificati i terreni a grana grossa **D**, costituiti di ghiaia e sabbia in proporzioni diverse.

Si segnala, preliminarmente, che su tali terreni non sono state eseguite prove meccaniche. Si dispone dei risultati delle analisi granulometriche eseguite, presumibilmente, impiegando una massa sufficiente per ottenere risultati ragionevolmente rappresentativi del terreno in sito.

Sulla base dei dati disponibili, questi terreni possono essere ricondotti alle ghiaie con sabbia contenenti una quantità di passante allo staccio 200 (0.075 mm) non maggiore del 25% circa ovvero alle ghiaie sabbiose contenenti una trascurabile quantità di passante allo staccio 200 (0.075 mm), quindi minore del 5% circa.

7.1.5 Rocce lapidee del substrato, MR

Ad una quarta classe sono state ricondotte globalmente le diverse unità lapidee che costituiscono il substrato roccioso **MR**, quindi l'insieme delle rocce calcaree, marnose, calcarenitiche. Tale formazione è visibile in affioramento in corrispondenza dei colli Berici.

Nel corso delle indagini eseguite nel 2002 (Prima fase dello studio geologico preliminare del progetto Alta Capacità Nodo di Vicenza, R.F.I. Rete Ferroviaria Italiana Dir. Compartimentale Infrastruttura – Verona), ed in particolare mediante le prove geofisiche downhole eseguite all'interno dei fori ubicati a Sud del fascio di binari della stazione, sono stati determinati i seguenti intervalli dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s :

$$V_s = 700-760 \text{ m/s (tetto formazione)} \quad V_s = 930-1150 \text{ m/s (3-5 m di profondità rispetto al tetto)}$$

Si riconosce che fatta eccezione per uno strato superficiale fratturato o degradato, avente spessore pari ad 1 m circa o minore, i valori di V_s divengono uguali o maggiori della soglia che definisce il passaggio dalle rocce sciolte alle rocce lapidee.

7.2 Regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo

In armonia con le prescrizioni di normativa (D.M. 2018 §6.2.2.) ciascun modello geotecnico di sottosuolo comprende anche uno schema rappresentativo del regime delle pressioni interstiziali.

Tale regime è stato definito a partire dal Modello Geologico ed Idrogeologico del Sottosuolo ricostruito lungo la linea in progetto sulla base delle informazioni ad oggi disponibili. In particolare è stato tenuto conto dei dati raccolti in corrispondenza dei piezometri installati nell'ambito della campagna di indagini 2015 (PP) ed ancora funzionanti e dei dati acquisiti con i piezometri elettrici ed a tubo aperto installati nel corso della più recente campagna di PD (2021-2022).

Sebbene i rilievi ad oggi disponibili siano limitati ad un periodo di osservazioni ancora ristretto, è stato possibile ricostruire, ancorché per tratti, alcuni modelli rappresentativi del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Restano ancora da definire l'estensione areale e gli spessori dei diversi strati di terreni a grana grossa nei quali le pressioni interstiziali raggiungono valori elevati; in pratica valori cui corrispondono risalite anche dell'ordine di 2 m al di sopra del piano di campagna.

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

7.3 Distribuzione delle pressioni interstiziali ai fini dei calcoli

In considerazione dei risultati delle misure disponibili, tenuto conto che tali misure sono relative ad un periodo di osservazione relativamente limitato, si è ritenuto opportuno definire una condizione di base per il livello della falda.

In pratica, ai fini delle analisi geotecniche si assumerà che la falda possa attestarsi in prossimità o poco al di sotto del piano del piano di campagna. La posizione di calcolo sarà bloccata nell'ambito del singolo modello geotecnico di sottosuolo.

Per quanto riguarda la distribuzione delle pressioni interstiziali con la profondità, si è ipotizzato che si incrementino con legge lineare; pertanto, a meno di specifiche situazioni locali e particolari schemi di calcolo, si assumerà una distribuzione idrostatica.

Eventuali variazioni o integrazioni rispetto a tale ipotesi saranno possibili solo a valle in un più lungo periodo di osservazioni.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

8 OPERE GEOTECNICHE DI NODO

Il principale sistema geotecnico del nodo fiera è costituito dall'insieme dei manufatti e delle opere geotecniche per la realizzazione del sottopasso carrabile di Via dell'Oreficeria, SL04, nella posizione di variante del PDV, alla progressiva km 46+280. Sebbene lo spostamento dell'asse viario rispetto alla originaria posizione di PD sia contenuto, pari a 160 m circa verso Est, la nuova opera (PDV) è sensibilmente diversa dalla precedente (PD); sia dal punto di vista plano-altimetrico sia sotto il profilo dei rapporti con i terreni.

Dall'esame del progetto si evince che sebbene il tratto direttamente sottostante i binari risulti ancora orientato secondo una direzione all'incirca parallela all'allineamento Nord-Sud, le due rampe, lato Sud e lato Nord, hanno una configurazione differente rispetto alla soluzione di PD. In pratica gli assi di tracciato sono orientati secondo le direttrici Nord-Est/Sud-Ovest dal lato Sud della linea e Nord-Ovest/Sud-Est dal lato Nord. Inoltre il nuovo profilo longitudinale risulta più approfondito rispetto a quello di PD per esigenze legate al mantenimento della viabilità superficiale di collegamento tra i parcheggi ed il comparto fieristico, nella zona della rampa Sud. Si fa osservare che la soluzione di PD comportava delle altezze di massimo scavo, all'interno della vasca di varo del monolite SL04, poco maggiori o prossime 6 m. Invece, con la nuova soluzione progettuale la massima altezza di scavo, sempre all'interno della vasca di varo, risulta poco minore di 11 m circa. Tale incremento dell'altezza di scavo, prossimo ad 80% circa, ha comportato una serie di problemi geotecnici ed in particolare il significativo incremento della lunghezza dei diaframmi, adesso lunghi 30 m.

Dall'esame del profilo di linea si evince, inoltre, che le opere geotecniche lato Est interagiranno, principalmente, con un potente deposito di terreni a grana fina, limosi e argillosi (Terreni A). Invece, le opere geotecniche lato Ovest interesseranno le interdigitazioni di limi argillosi e argille limose (Terreni A) con terreni a grana fina ed a grana media (Terreni B e Terreni C). In profondità, inoltre, potranno rinvenirsi lenti di terreni fini (Terreni A) all'interno dello strato di ghiaie e sabbie (Terreni D). Rimandando alla Relazione Geotecnica dedicata alle opere di sostegno per i dettagli, si fa osservare che per ricostruire i modelli geologici e geotecnici si sono prese le mosse dai risultati delle due campagne di indagini, quelle eseguite a supporto della progettazione preliminare (2015) e quelle eseguite nell'ambito della progettazione definitiva (2021). In tali profili le stratigrafie dei sondaggi a Nord e Sud della linea sono proiettate sull'asse stradale.

In considerazione delle incertezze legate a tale ricostruzione del profilo stratigrafico del sottosuolo, che derivano dalla sensibile variabilità dei rapporti tra i diversi termini rinvenuti nel sottosuolo, anche nell'ambito di distanze modeste, nel corso del 2023 è stata intrapresa una nuova campagna di indagini. E' stato possibile, così, aggiornare i due modelli di sottosuolo, geologico e geotecnico, sulla base dei risultati di esplorazioni ubicate in prossimità dell'asse, sia dal lato Sud (2 verticali) sia dal lato Nord (2 verticali).

Tale modello geotecnico revisionato (PDV-rev2), che sostituisce il precedente modello ricostruito mediante proiezione di indagini 2015 e 2021 (PDV-rev1) è riportato nella Figura 1.

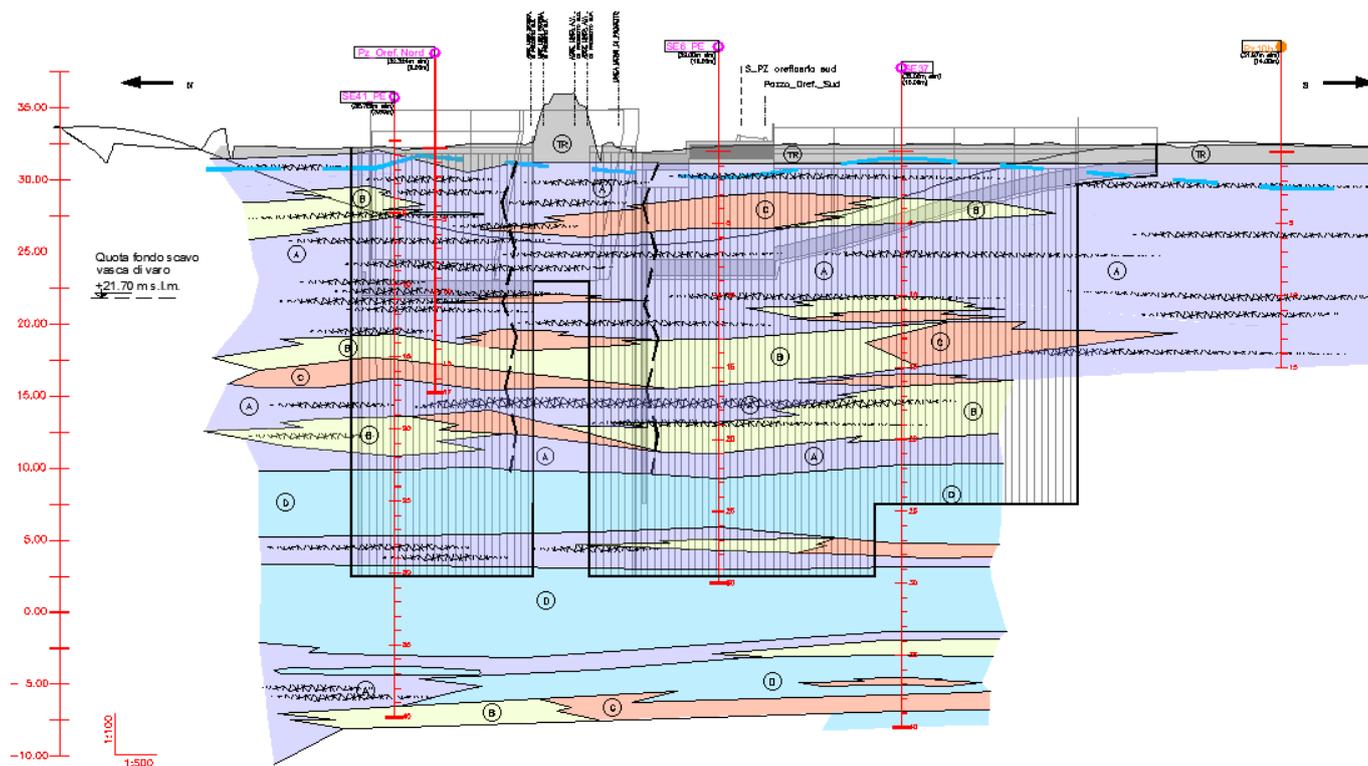


Figura 1 – Profilo geotecnico in asse strada – Stratigrafie non proiettate

E' stato necessario, inoltre, prevedere soluzioni che non erano necessarie nella precedente posizione (PD), per garantire adeguate condizioni di sicurezza. Di seguito si riporta una sintesi delle opere geotecniche e delle soluzioni geotecniche.

Lato Nord

- diaframmi con sezione trasversale orizzontale rettangolare (2.5 m x 1.2 m) e lunghezza di 30 m che delimitano lo scavo per la realizzazione della vasca di varo e lo scavo destinato alla futura rampa stradale;
- i diaframmi presenti lungo il confine tra le due opere saranno demoliti dopo il raggiungimento della profondità di scavo; le loro lunghezze potranno essere modulate in dipendenza della profondità di installazione dei puntoni; inoltre potranno essere eseguiti ad intervalli, ed in tal caso saranno connessi in sommità mediante uno cordolo di adeguata rigidità; così, saranno ricavati ampi portali che potranno essere utili, ove necessario, al transito dei mezzi, nella fase di scavo, fra la vasca di varo e la rampa di uscita in superficie;
- palanca metallica multipuntonata in corrispondenza del piede del rilevato ferroviario esistente (lato binario dispari); in fase di scavo questa palanca sarà progressivamente puntonata contro i diaframmi bordo vasca, in modo tale da limitare significativamente gli spostamenti e di conseguenza anche i risentimenti nel rilevato ferroviario e sui binari in esercizio.

Lato Sud

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

- diaframmi a sezione orizzontale rettangolare (2.5 m x 1.2 m) di lunghezza variabile che delimitano lo scavo per la demolizione del rostro del monolite;
- diaframmi a sezione orizzontale rettangolare (2.5 m x 1.2 m) lunghezza di 30 m a sostegno dello scavo per la costruzione della rampa stradale.

Lato Nord e lato Sud è prevista l'esecuzione di un "Tappo di Fondo" su tutta la superficie degli scavi mediante trattamento con jet-grouting con modalità bifluide e colonne aventi diametro di 1.1 m. Il jet-grouting interesserà i terreni presenti a profondità dal piano di campagna comprese fra 21 m e 29 m circa, quote di 11.5 - 3.5 m s.m., finalizzato a cementare lo strato di ghiaie e sabbie ed i terreni di transizione al tetto della base

Inoltre, per garantire le condizioni di stabilità dei diaframmi di sostegno dello scavo lato Nord, limitando anche le sollecitazioni taglianti e flettenti, è stato previsto un sistema di drenaggio a tergo dello scavo. Tale sistema sarà realizzato installando dall'interno dello scavo, lungo il contorno della vasca di varo e della rampa stradale, una serie di dreni tubolari suborizzontali. Questo drenaggio è mirato ad abbattere significativamente le pressioni interstiziali nei terreni presenti sino a profondità di 6-8 m circa sotto il piano di campagna. E' ragionevole ipotizzare che localmente tali pressioni potranno anche risultare nulle, seppure il terreno rimanga saturo, o parzialmente saturo in corrispondenza degli spessori più prossimi alla superficie topografica.

Il previsto drenaggio sarà composto da 3 ordini di dreni tubolari suborizzontali, da installare con un'inclinazione di 5° verso l'alto rispetto all'orizzontale alle profondità di 3.5 m, 6.0 m, 8.5 m dal piano di campagna attuale. Come indicato negli elaborati grafici le lunghezze dei dreni si riducono dall'alto verso il basso; per i tre ordini sono pari, rispettivamente, a 15 m, 13.0, 11.0 m (dalle quote maggiori a quelle inferiori).

In considerazione dei risultati dei calcoli è stato previsto un esteso programma di monitoraggio comprendente:

- rilievo in continuo delle pressioni interstiziali, sia a tergo delle opere di sostegno sia in profondità, ed anche all'interno dell'area di scavo;
- rilievo degli spostamenti orizzontali dei diaframmi mediante tubazione inclinometrica e rilievo degli spostamenti verticali ed orizzontali in testa;
- rilievo dei cedimenti della superficie topografica nell'intorno dell'area di scavo;
- a sezione orizzontale rettangolare (2.5 m x 1.2 m) di lunghezza variabile che delimitano lo scavo per la demolizione del rostro del monolite;
- rilievo degli spostamenti dei binari, per il controllo del difetto di livello longitudinale trasversale.
- rilievo delle forze di compressione nei puntoni provvisori.

Riguardo il rilievo delle pressioni interstiziali si fa osservare che è prevista l'installazione di celle piezometriche in fori di sondaggio, allo scopo di controllare l'evoluzione di tali pressioni al trascorrere del tempo, in particolare la loro progressiva riduzione. I sondaggi saranno eseguiti a rotazione e con carotaggio continuo, al fine di riconoscere puntualmente la natura dei terreni nei quali saranno materializzati i punti di misura.

Indicativamente si prevedono fori lato Ovest, lato Est e Nord lunghi 15 m ed inoltre fori all'interno della vasca di varo; in questo secondo caso sono state previste anche alcune celle nelle ghiaie profonde al di sotto dello strato consolidato mediante jet-grouting (tappo di fondo). In tal caso i sondaggi saranno spinti alla profondità di 35 m dal piano di campagna.

I dati acquisiti mediante il monitoraggio delle pressioni interstiziali, unitamente a quelli ricavati con il monitoraggio dei diaframmi, rilievo degli spostamenti dei cedimenti della superficie topografica e dei



ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002-
A01.docx

Pag
22 di 51

binari di linea in esercizio, potranno suggerire gli eventuali provvedimenti da attuare per garantire l'esercizio ferroviario in sicurezza.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

9 MODELLI DI COMPORTAMENTO MECCANICO

I modelli di comportamento meccanico dei diversi terreni, che sono stati applicati per sviluppare le analisi e le verifiche geotecniche per il dimensionamento delle opere in progetto, sono stati scelti privilegiando la semplicità, l'affidabilità e l'attenzione verso gli aspetti fondamentali del comportamento meccanico, rispetto alla complessità della modellazione e del calcolo. Così, le diverse analisi e verifiche delle opere e dei sistemi geotecnici sono state sviluppate sulla base delle ipotesi enunciate di seguito.

Il terreno reale è assimilato ad un mezzo bifase, secco o saturo rispettivamente al di sopra ed al di sotto del livello della falda; con tale termine si indica la superficie che, ai fini di una specifica analisi o calcolo, identifica il luogo dei punti caratterizzati da pressione interstiziale nulla; tale ipotesi è adottata per tutte le analisi geotecniche, sia quelle mirate alla verifica di sicurezza nei riguardi del collasso (S.L.U.) sia quelle finalizzate al controllo dell'ammissibilità di spostamenti e rotazioni, quindi relative alle condizioni di esercizio (S.L.E.). Ne discende la scelta di trascurare qualunque contributo di resistenza che possa essere associato a condizioni di parziale saturazione dalle quali deriva l'insorgenza di pressioni interstiziali negative; in pratica valori di suzione anche elevati che si riflettono in significativi incrementi di rigidezza e resistenza a rottura.

Per tale motivo in questa fase di lavoro non sono stati sviluppati modelli di comportamento né calcoli che consentano di tenere in conto una distribuzione di pressioni interstiziali negative, quali si originano nel caso di mezzo saturo al di sopra del livello della falda ed in particolare nel caso di mezzo non saturo, anche soggetto ad elevate suzioni.

A questo riguardo si segnala, tuttavia, che laddove sono stati previsti interventi puntuali di drenaggio, mirati, ad esempio, a controllare ed allontanare le portate filtranti all'interno di uno scavo provvisorio, si ritenuto lecito tenere conto degli effetti benefici, nei riguardi della stabilità, che si associano al moto di filtrazione dall'alto verso il basso. In questo caso si considera ancora il terreno saturo e si introduce il contributo di resistenza al taglio che deriva da questo specifico stato di sforzo. In sintesi si tiene conto dell'incremento delle tensioni efficaci ma non si considera alcun contributo legato all'insorgenza di eventuali suzioni.

Nella generalità dei casi, ove non diversamente precisato, il dimensionamento geotecnico delle opere a contatto con il terreno si sviluppa in due fasi.

Dal punto di vista metodologico si procede secondo due direttrici che hanno finalità differenti e corrispondono alle «analisi al collasso» ed alle «analisi in condizioni di esercizio».

Analisi al collasso

Sono mirate, di fatto, al dimensionamento geotecnico di massima dell'opera, alle verifiche di stabilità globale ed al riconoscimento delle condizioni corrispondenti al raggiungimento della condizione di rottura e, in questo caso, alla individuazione della cinematica del collasso. Le «analisi in condizioni di esercizio» sono sviluppate, invece, con l'obiettivo di affinare i risultati delle «analisi al collasso» in modo tale da pervenire ad una soluzione ottimale dal punto di vista tecnico e sotto il profilo economico. La soluzione in definitiva prescelta dovrà, in ogni caso, risultare compatibile con la specifica funzione assegnata in sede di progetto, nel rispetto dei vincoli prestazionali fissati.

Nel contesto del presente lavoro, le «analisi al collasso» sono sviluppate adottando il modello di Mohr-Coulomb con involucro di rottura lineare, o lineare a tratti, per descrivere la risposta meccanica a rottura del terreno. Pertanto, la resistenza al taglio è univocamente definita allorché siano fissati i valori dei parametri che descrivono l'involuppo in termini di tensioni efficaci ovvero in termini di tensioni totali. Nel caso in cui si adotti un involucro di rottura lineare a tratti sarà anche specificato

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

l'intervallo della tensione efficace sulla superficie di rottura; in tal modo sarà delimitato il campo di applicabilità dei parametri del modello lineare.

In termini di tensioni efficaci l'involuppo di resistenza al taglio è definito mediante la nota relazione $\tau = c' + \sigma \cdot \tan \varphi'$ funzione dei due noti parametri, il valore dell'intercetta sull'asse delle τ , ovvero coesione efficace c' , e l'angolo di inclinazione della retta involucro rispetto all'orizzontale, ovvero angolo di attrito efficace φ' .

In termini di tensioni totali la resistenza al taglio è definita mediante la più semplice relazione $\tau = c_u$, avendo indicato con c_u la resistenza a breve termine, in condizioni di drenaggio impedito, ovvero la coesione non drenata.

Analisi in condizioni di esercizio

Le «analisi in condizioni di esercizio» delle opere e dei sistemi geotecnici, sono mirate a verificare che nelle condizioni di esercizio gli spostamenti e le rotazioni siano minori dei rispettivi valori limite ritenuti accettabili, e quindi che siano rispettati i requisiti prestazionali. Nella generalità dei casi queste analisi, che concorrono ad ottimizzare la soluzione progettuale, si eseguono assimilando il terreno ad un mezzo elastico lineare. Per tenere conto che il comportamento del terreno reale è marcatamente non lineare, si adotta lo schema di mezzo lineare-equivalente, diffusamente applicato negli studi di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo, quali, ad esempio, le analisi di risposta sismica locale (RSL). Così, mutuando l'impostazione di queste analisi dinamiche, i calcoli sono sviluppati secondo un processo iterativo, a partire da una stima iniziale dei parametri di rigidezza ($G = G_1 < G_0$), minori di quelli corrispondenti a campi di deformazione molto bassi ($\gamma = 10^{-6}$) e identificati per mezzo del pedice zero (G_0, E_0, M_0). Si ricavano, di conseguenza, le deformazioni (ε_1, γ_1) e gli spostamenti del sistema geotecnico che derivano da tale scelta del valore da assegnare a questo parametro di rigidezza. Sulla base del livello di deformazione subito dal sistema (ε_1, γ_1), è semplice, quindi, aggiornare l'iniziale stima dei parametri di rigidezza utilizzando curve di decadimento dei moduli ($G = G_2 < G_1$) ricavate da prove geotecniche dinamiche di laboratorio.

Il procedimento si completa allorché i valori dei parametri di rigidezza adottati per una generica iterazione sono congruenti con il livello di deformazione che si determina; nella generalità dei casi si raggiunge la convergenza dopo 2-4 iterazioni, in dipendenza dell'iniziale stima dei parametri rispetto al livello di deformazione finale. Per determinare i valori dei moduli di rigidezza, si procede sulla base dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s), che si ricavano mediante indagini geofisiche in foro (downhole o crosshole) e mediante prove penetrometriche o dilatometriche con cono e lama provvisti di specifico modulo sismico attrezzati con due ricevitori.

Noto il valore di V_s il valore dei moduli di rigidezza si ricavano mediante le note relazioni della teoria dell'elasticità. Così, a bassi livelli di deformazione si ha $G_0 = [(\rho) (V_s)^2]$ con ρ densità di massa del mezzo $E_0 = G_0 [2 (1 + \nu)]$, $M_0 = 2 G_0 [(1 + \nu) (1 - \nu)] / [1 - \nu - 2 \nu^2]$.

Ai fini del calcolo dei cedimenti di manufatti di terra, quali i rilevati ed in generale le costruzioni di materiali sciolti realizzate su terreni compressibili, in pratica laddove sono attesi valori elevati dei cedimenti, la marcata non linearità del comportamento meccanico dei terreni di fondazione è tenuta in conto nella scelta dei valori dei parametri di rigidezza. In particolare, si fa riferimento a valori dei moduli di rigidezza congruenti con lo stato tensionale e con l'entità delle deformazioni attese.

Di fatto, per la determinazione del cedimento dei rilevati ferroviari si farà riferimento, tipicamente, ai risultati delle prove di compressione eseguite in laboratorio in condizioni monodimensionali mediante cella edometrica, ovvero a valori del modulo M ricavati mediante specifiche correlazioni di letteratura in funzione delle misure di resistenza alla punta del cono o delle misure di pressione sulla membrana della lama.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

10 PARAMETRI DI MODELLAZIONE A ROTTURA

Per ricavare i valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci (coesione efficace c' ed angolo di attrito efficace φ') ed in termini di tensioni totali (coesione non drenata c_u) si è proceduto sulla base dei risultati delle diverse indagini in sito e prove di laboratorio ad oggi disponibili (campagna PP 2015 e campagna PD 2021-2022).

I dati sono stati elaborati come illustrato di seguito, tenendo conto, in ogni caso, delle prescrizioni di normativa (D.M. 2018, §2.3, §6.2.2.). In sintesi, l'insieme dei dati disponibili è stato analizzato dapprima globalmente ed in seguito concentrando l'attenzione sui valori attribuiti alle singole unità omogenee o classi di terreno (D.M. 2018, §6.2.2). In tal modo, la caratterizzazione tiene conto, di fatto, delle caratteristiche fisiche e del comportamento meccanico.

Successivamente, utilizzando le informazioni ed i dati disponibili per ciascuna unità sono stati ricavati i valori caratteristici dei parametri geotecnici, con i quali si fissano i modelli di comportamento. Lungo la linea in progetto, ed anche lungo l'asse longitudinale delle opere interferenti, possono registrarsi puntuali variazioni dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito della medesima unità. Di tali variazioni si è tenuto conto nella ricostruzione del singolo modello geotecnico di sottosuolo; infatti sono contenute e coerenti con la variabilità delle proprietà fisiche che è stata riconosciuta sulla base dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Nel seguito il processo di caratterizzazione geotecnica, dal quale discendono la scelta dei modelli di comportamento meccanico e la scelta dei valori da assegnare ai singoli parametri di tali modelli, quindi i valori dei parametri geotecnici, è sviluppato distinguendo i materiali a grana fina dai materiali a grana grossa; per i primi possono registrarsi condizioni di breve termine diverse da quelle a lungo termine; per gli altri si ritiene lecito assumere che la velocità di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali sia sempre maggiore della velocità con la quale sono generate dalla variabilità nel tempo delle azioni applicate sul sistema geotecnico.

10.1 Terreni granulari (C, B) – Interpretazione prove in sito

10.1.1 Elaborazione dei risultati di prove CPT, CPTU

Per la stima del valore dell'angolo di resistenza al taglio φ' , espresso in termini di tensioni efficaci (angolo di attrito efficace), dei terreni a grana media, sabbie, sabbie limose, sabbie con limo (C), sabbie fini limose (C, B), a partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT, CPTU) si è proceduto elaborando i valori della resistenza alla punta q_c registrati nel corso delle prove.

In particolare, i valori di q_c sono stati elaborati mediante note correlazioni riportate nella letteratura geotecnica. In dettaglio sono stati ricavati, dapprima, i valori della densità relativa D_r mediante la relazione seguente (Lancellotta R., Geotecnica, Zanichelli, seconda edizione 1993):

$$D_r = -98 + 66 \text{ Log} [(q_c) / (\sigma_v')^{0.5}] \quad D_r = [\%]; \quad (q_c) = [\text{ton/m}^2] \text{ e } (\sigma_v') = [\text{ton/m}^2]$$

Successivamente, noto il valore di D_r (maggiore di zero) il valore dell'angolo di resistenza al taglio φ' è stato ricavato mediante una delle seguenti correlazioni, diverse in dipendenza della composizione granulometrica dei terreni alla profondità di misura della resistenza alla punta del penetrometro (Schmertmann J. H. 1978):

- $\varphi' = 28 + 0.14 D_r$ per sabbia fina uniforme
- $\varphi' = 31.5 + 0.115 D_r$ per sabbia fina ben graduata e sabbia media uniforme

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 26 di 51

- $\varphi' = 34.5 + 0.10 D_r$ per sabbia sabbia media ben graduata e sabbia grossa uniforme
- $\varphi' = 38 + 0.08 D_r$ per sabbia e ghiaia poco limosa e per ghiaia media e fina

In tali relazioni la densità relativa è espressa in percentuale (%).

Per un confronto con i valori di φ' ricavati interpretando i risultati delle prove di laboratorio, l'applicazione di tale procedimento è stata estrapolata sino al valore minimo di $\varphi' = 25^\circ$.

10.1.2 Elaborazione dei risultati di prove SPT

Per la stima del valore dell'angolo di resistenza al taglio φ' (espresso in termini di tensioni efficaci), sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, si è proceduto elaborando i valori del numero di colpi di maglio N_{SPT} ($N_{SPT} = N_2 + N_3$) necessari per un avanzamento complessivo del campionatore pari a 0.3 m ($N_{30} = N_{SPT}$) dopo il primo tratto di infissione di 0.15 m (N_1).

I valori di N_{SPT} sono stati elaborati utilizzando diverse correlazioni riportate nella letteratura geotecnica (Gibbs e Holtz, 1957; de Mello, 1971; Liao e Withman, 1985; Skempton, 1986; Yoshida & Kokusho, 1988). In queste correlazioni il valore di N_{SPT} è posto in relazione con la tensione verticale efficace alla profondità di prova, sia direttamente ovvero attraverso il parametro N_1 che si ricava normalizzando il numero dei colpi N_{SPT} ad un valore di tensione efficace di 100 kPa.

Tale procedimento è stato ugualmente applicato indipendentemente dalle caratteristiche del campionatore, sia che fosse il tipo standard aperto (split spoon barrel), sia che fosse munito di tubo interno per la raccolta del materiale attraversato durante la prova, sia che fosse del tipo a punta chiusa di forma conica. Inoltre, si è ipotizzato che l'energia trasmessa al campionatore dal sistema di infissione utilizzato in sito dalle singole ditte fosse sempre pari al 60% di quella teorica.

10.2 Terreni a grana fina (A, B) – Interpretazione prove in sito

10.2.1 Elaborazione dei risultati di prove CPT, CPTU

Per la stima del valore della resistenza al taglio in condizioni non drenate (coesione non drenata c_u) sulla base dei risultati delle prove penetrometriche statiche CPTU, si è proceduto elaborando i valori della resistenza alla punta q_t registrati nel corso delle prove mediante la semplice relazione:

$$c_u = [(q_t) - (\sigma_v)] / (N_{kt}) \quad \text{con } N_{kt} = 17$$

Analogamente per stimare il valore di c_u sulla base dei risultati delle prove penetrometriche statiche CPT, si è proceduto elaborando i valori di resistenza q_c mediante la relazione:

$$c_u = [(q_c) - (\sigma_v)] / (N_c) \quad \text{con } N_c = 17$$

In tali relazioni σ_v è il valore della tensione verticale totale alla medesima profondità alla quale si registra la resistenza alla punta del cono (q_c ovvero q_t). La resistenza totale alla punta q_t è calcolata mediante la relazione:

$$q_t = q_c + (U_2) (1-a) \quad \text{nella quale } a \text{ è il rapporto di area netta: } a = A_n / A_c$$

Il valore di a è fornito dal costruttore del penetrometro. Nell'ambito delle indagini di PD (2021-2022) sono stati utilizzati penetrometri aventi $a = 0.66$ ed $a = 0.58$.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 27 di 51

10.2.2 Elaborazione dei risultati di prove SPT

Per una stima di massima della coesione non drenata c_u sulla base dei risultati delle prove SPT sono state utilizzate le due correlazioni proposte da Sowers (1979) e da Stroud (1974), riportate nella letteratura geotecnica specialistica. Nei due casi si ricavano, rispettivamente, i seguenti valori di c_u :

$$c_u = (f_1) (N_{SPT}) \text{ con } f_1 = 75/20 \quad c_u = (f_1) (N_{SPT}) \text{ con } f_1 \text{ funzione dell'indice di plasticità}$$

10.3 Terreni a grana fina (A, B) – Interpretazione prove di laboratorio

I risultati delle prove di laboratorio sono stati interpretati sia in termini di tensioni efficaci sia in termini di tensioni totali.

Nel primo caso si è proceduto utilizzando i risultati delle prove di taglio diretto, eseguite in scatola di Casagrande, ed i risultati delle prove di compressione triassiale (TRX), o compressione cilindrica, del tipo consolidata isotropicamente e non drenata (CIU) con misura delle pressioni interstiziali.

Nel secondo caso sono stati utilizzati i risultati delle prove TRX del tipo non consolidata e non drenata (UU). Si segnala che nell'ambito della campagna a supporto del PP (2015) le prove UU sono state eseguite utilizzando soltanto n.2 provini. Invece, nell'ambito della campagna a supporto del PD (2021-2022) le medesime prove sono state eseguite utilizzando n.3 provini.

Per l'elaborazione dei risultati delle prove TRX-CIU, si è proceduto diagrammando sul piano $t-s'$ i valori di picco dello sforzo di taglio a rottura ed il corrispondente valore di s' , ascissa del centro del cerchio di rottura in tensioni efficaci. Al riguardo si fa osservare che non sono stati elaborati i valori di resistenza a volume costante, in quanto in alcuni certificati di prova non sono riportati i valori della pressione interstiziale corrispondenti a tale fase finale di applicazione del carico deviatorico.

In definitiva, sono stati elaborati i valori della coppia di sforzi $t = t' = [(\sigma_1 - \sigma_3) / 2]$ (valore di picco) e corrispondente $s' = [(\sigma_1' + \sigma_3') / 2]$.

Successivamente, nell'ipotesi di ricavare la resistenza al taglio mediante il modello di Mohr-Coulomb con involuppo di rottura lineare ($\tau = c' + \sigma \cdot \tan \varphi'$), i valori dei due parametri geotecnici, la coesione efficace, c' , e l'angolo di resistenza al taglio, φ' , sono stati determinati mediante semplici relazioni trigonometriche.

In maniera analoga si è proceduto per interpretare i risultati delle prove TRX-CIU eseguite su campioni caratterizzati da un elevato contenuto di sostanza organica.

Si fa osservare, inoltre, che i risultati delle prove di taglio diretto eseguite nell'ambito della campagna a supporto del PP (3 provini per ciascuna prova) sono stati elaborati nell'ipotesi che la velocità di avanzamento della scatola imposta in laboratorio fosse sufficientemente ridotta da garantire la completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali causate dall'applicazione del taglio.

Nel caso delle prove di taglio diretto eseguite nell'ambito della recente campagna a supporto del PD (2021-2022) i risultati sono stati elaborati nell'ipotesi che le prove fossero eseguite secondo le relative specifiche. Quindi con velocità (imposta), nel caso dei terreni a grana fina, sufficientemente ridotta (≤ 0.002 mm/min), da assicurare la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dal taglio.

I risultati delle prove, in pratica il valore della tensione normale media alla sommità del provino ed il valore massimo dello sforzo di taglio medio sulla superficie di rottura, sono stati riportati sul piano $\tau - \sigma'$ per tracciare un involuppo di rottura lineare. Da tale involuppo sono stati stimati i valori dei due parametri geotecnici, coesione efficace e angolo di resistenza al taglio (c' , φ').

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 28 di 51

Ai valori dell'angolo di resistenza al taglio φ' , espresso in termini di tensioni efficaci, ricavati interpretando i risultati delle prove meccaniche di laboratorio, sono stati associati anche quelli che si ricavano in funzione dei valori dell'indice di plasticità mediante una nota correlazione presentata nella letteratura geotecnica (Bjerrum & Simons, 1960). In sintesi si assume $\varphi' = 30 - (10/90) \times (I_p)$ con I_p in percentuale.

10.4 Terreni a grana grossa (C) – Interpretazione prove di laboratorio

Con i medesimi criteri esposti in precedenza sono stati interpretati anche i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui terreni a grana media, sabbie, sabbie limose, sabbie con limo (C).

Come prevedibile, queste prove sono alquanto limitate per la difficoltà di recuperare i campioni al di sotto del livello della falda, in particolare laddove si riduce il contenuto della frazione limosa.

In sintesi sono stati elaborati sia i risultati delle prove di taglio diretto eseguite in scatola di Casagrande sia i risultati delle prove di compressione triassiale (TRX) del tipo consolidata isotropicamente e non drenata (CIU) con misura delle pressioni interstiziali.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

11 PARAMETRI DI RIGIDEZZA

Per determinare i valori dei parametri di rigidezza da utilizzare per il calcolo dei cedimenti delle opere ed ai fini delle analisi di interazione terreno-struttura, sono stati considerati diversi criteri metodologici ai quali corrispondono procedure differenti, come indicato di seguito.

11.1 Alti livelli di deformazione

Per la determinazione dei parametri di rigidezza dei terreni a grana fina relativi ad alti livelli di deformazione, si è proceduto sulla base dei risultati di prove di laboratorio e di prove in sito, come esposto di seguito.

11.1.1 Prove di laboratorio

Un primo procedimento si basa sull'elaborazione dei risultati di prove di compressione eseguite in laboratorio in condizioni monodimensionali, mediante cella edometrica. In tal caso si ricava il noto modulo di compressione edometrica M , utile per rappresentare la risposta del terreno allorché soggetto a stati di sforzo che inducono livelli di deformazione elevati ($\varepsilon = 10^{-2}$ o maggiori).

11.1.2 Prove CPTU

Nel caso dei terreni a grana fina i valori del modulo M sono stati stimati anche sulla base dei valori della resistenza alla punta q_t registrati nel corso delle prove CPTU.

In particolare è stata utilizzata la correlazione proposta da Robertson (2009) con la quale si ha:

$$M = (\alpha_M) (q_t - \sigma_v) \text{ se } I_c \geq 2.2 \quad \alpha_M = Q_{tn} \quad \text{altrimenti: } \alpha_M = (0.0188) (10^{(0.55 \cdot I_c + 1.68)})$$

$$Q_{tn} = Q_{t1} \quad \text{se } Q_{t1} \leq 14 \quad Q_{tn} = 14 \quad \text{se } Q_{t1} > 14 \quad Q_{t1} = (q_t - \sigma_v) / (\sigma'_v)$$

$$I_c = [[(3.47 - \log(Q_{t1}))^2 + \{[\log(Fr) + 1.22]^2\}^{1/2}] \quad \text{con: } Fr = (100) [f_s / (q_t - \sigma_v)]$$

11.2 Bassi livelli di deformazione

11.2.1 Misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio

Per la stima dei parametri di rigidezza a bassi livelli di deformazione si procede sulla base delle misure di velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) con la profondità. Tali misure sono state eseguite nel corso delle prove geofisiche in foro (down hole) e nel corso delle prove penetrometriche SCPTU, con penetrometro attrezzato mediante modulo sismico fissato al di sopra del manicotto.

I valori di V_s sono stati elaborati, quindi, per ricostruire profili del modulo di rigidezza G_0 , modulo di elasticità tangenziale a bassi livelli di deformazione ($\gamma = 10^{-6}$). Come noto i valori di G_0 si determinano in funzione della densità di massa (ρ) del terreno ($G_0 = [(\rho) (V_s)^2]$).

A partire dal valore del modulo G_0 , applicando le note relazioni della teoria dell'elasticità, si ricavano i valori del modulo di elasticità longitudinale E_0 e del modulo di compressione edometrica M_0 , anch'essi relativi a bassi livelli di deformazione ($\gamma = 10^{-6}$). Per livelli di deformazione di tale entità, in generale compresi nell'intervallo $\gamma = 10^{-6} - 10^{-5}$ è lecito ipotizzare che la risposta del terreno sia assimilabile a quella di un mezzo con comportamento elastico lineare.

Per i diversi terreni interessati dalle opere in progetto si è posto $(\rho) = [(\gamma) / g]$, con g accelerazione di gravità, ed è stato assunto un valore costante del coefficiente di Poisson (ν) = 0.3.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

11.2.2 Interpretazione delle prove CPTU per determinare il modulo G_0

Nel caso dei terreni a grana grossa i valori del modulo G_0 sono stati ricavati sulla base dei valori della resistenza alla punta q_c registrati nel corso delle prove mediante la correlazione proposta da Rix e Stokoe (1992). In tal caso si ha:

$$G_0 = 1634 [(q_c)^{1/4}] [(\sigma'_v)^{0.375}] \text{ con } q_c \text{ e } G_0 \text{ espressi in kPa e valida se } (q_c) > 2 \text{ MPa}$$

Nel caso dei terreni a grana fina i valori del modulo G_0 sono stati ricavati sulla base dei valori della resistenza alla punta q_c registrati nel corso delle prove mediante la correlazione proposta da Mayne e Rix (1995). In tal caso si ha:

$$G_0 = 406 [(q_c)^{0.695}] [(e_0)^{1.13}] \text{ con } q_c \text{ e } G_0 \text{ espressi in kPa e valida se } (q_c) < 2 \text{ MPa}$$

Per l'indice dei vuoti e_0 sono stati utilizzati i valori riportati nei certificati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati. Tenuto conto dei dati disponibili, si è fatto riferimento a valori medi lungo verticali prossime a quelle di prova. In sintesi, nella generalità dei casi si è scelto $e_0 = 0.9$; in un caso si è posto $e_0 = 1$.

11.3 Livelli di deformazione tipici delle opere in progetto

Dopo avere ricostruito i profili del modulo di rigidezza G_0 , modulo di elasticità tangenziale a bassi livelli di deformazione ($\gamma = 10^{-6}$), in funzione della profondità, i valori dei moduli di rigidezza che corrispondono alle deformazioni del sistema geotecnica sono stati ricavati applicando un opportuno fattore di abbattimento. Con tale fattore si tiene conto del degrado della rigidezza all'aumentare delle deformazioni del terreno.

Per la scelta di tale fattore si è proceduto sulla base dei risultati delle prove cicliche di laboratorio, prove di colonna risonante. Con tali prove sono state ricostruite le curve di degrado della rigidezza e di incremento del fattore di smorzamento all'aumentare della distorsione angolare (γ).

In tal modo è stato possibile definire il valore dei parametri di rigidezza (G , E , M) corrispondente allo stato di sforzo e di deformazione nei diversi punti del volume significativo relativo a ciascuna opera in progetto.

In mancanza di tali prove, come nel caso dei terreni a grana grossa, si è fatto riferimento a curve di decadimento della rigidezza desunte dalla letteratura geotecnica per terreni simili a quelli in esame. Ad esempio per le ghiaie con sabbia (terreni D) si è fatto riferimento alle curve di decadimento dei moduli proposte da Rollins (1998) e da Modoni e Gazzellone (2010).

11.4 Interazione terreno struttura – Modello di Winkler

Per modellare gli effetti di interazione fra un'opera ed i terreni di fondazione, l'interfaccia fra i due mezzi è discretizzata mediante il noto modello di Winkler. Con questo modello, che è applicato, in particolare, nel caso di strutture con forme regolari e dimensioni modeste, si ricavano agevolmente l'entità e la distribuzione delle sollecitazioni nell'elemento strutturale. Si può sviluppare, quindi, il dimensionamento delle sezioni resistenti.

In base al modello di Winkler la superficie di contatto fra la struttura ed il terreno è assimilata un letto di molle orizzontali con comportamento elastico lineare.

In armonia con le indicazioni riportate nella letteratura geotecnica, il valore della costante elastica della molla (k_w), costante di sottofondo, è stato ricavato applicando procedimenti diversi, in dipendenza delle condizioni di carico e della geometria dell'elemento strutturale, come esposto di seguito.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 31 di 51

11.4.1 Azioni verticali – fondazioni superficiali

Nel caso di azioni agenti in direzione verticale, e per manufatti con impronta in pianta avente dimensioni contenute, il valore della costante elastica k_w è stato ricavato mediante la semplice relazione $k_w = M/B$. In tale relazione B è una dimensione rappresentativa dell'impronta della struttura sul terreno, tipicamente la larghezza, ed M è il modulo di rigidezza del terreno in condizioni di compressione edometrica o monodimensionale.

Il valore di M si determina mediante uno dei procedimenti descritti in precedenza. Ovviamente sarà funzione del livello di deformazione dei terreni nel volume a contatto con la struttura ed interagente con questa; pertanto potrà variare con la profondità e le condizioni al contorno.

Laddove sia noto il valore del modulo di elasticità tangenziale corrispondente alle reali condizioni di carico ed al livello di deformazione atteso al di sotto del manufatto, il valore del modulo M può essere calcolato mediante la nota relazione $M = 2 G [(1 + \nu) (1 - \nu)] / [1 - \nu - 2 \nu^2]$.

11.4.2 Azioni orizzontali – fondazioni profonde

Nel caso di azioni che agiscono in direzione orizzontale, la costante elastica orizzontale delle molle (k_h) è stata ricavata mediante note correlazioni di letteratura richiamate di seguito. Tali correlazioni sono state proposte con riferimento ai terreni a grana media e grossa ed ai terreni a grana fina normalmente consolidati.

Si fa osservare che in alcune correlazioni non compaiono esplicitamente altri parametri che tipicamente si utilizzano per esprimere la rigidezza dei terreni; ad esempio i moduli di rigidezza G, E, M, dipendenti dall'entità delle deformazioni indotte dai carichi applicati. In altre, invece, il valore della costante elastica (k_h) è direttamente legato al modulo di elasticità longitudinale E; come indicato nella letteratura, quest'ultimo corrisponde, nella generalità dei casi, al valore relativo ad una deformazione dell'ordine del 50% di quella a rottura.

Con riferimento alle diverse opere qui di specifico interesse, in particolare ai modelli geotecnici di sottosuolo con i quali interagiscono, si precisa che i valori della costante elastica (k_h) ricavati applicando le correlazioni nelle quali non compaiono esplicitamente altri parametri (G, E, M), possono essere considerati rappresentativi della rigidezza corrispondente ai livelli di deformazioni attesi in presenza di azioni sismiche. Infatti, i valori della costante elastica (k_h) che si ricavano, risultano essenzialmente allineati ai valori del modulo di elasticità longitudinale E ottenuti applicando un fattore di abbattimento pari a 0.25-0.35 al valore E_0 (relativo a bassi livelli di deformazione).

A questo riguardo si segnala che mediante un'analisi di risposta sismica locale (vedi Relazione Sismica IN1K.2.0.D.I2.RG.GE.00.0.0.001.B) eseguita in corrispondenza delle due verticali BS20 e BS14, è stato calcolato un decadimento massimo della rigidezza pari a 0.25, come si evince dalla **Figura 2**. In tale figura i valori del rapporto G/G_0 sono diagrammati in funzione della profondità rispetto al piano di campagna. In particolare a profondità dal piano di campagna pari a 25 m ed a 15 m si determina, rispettivamente per la verticale BS20 e per la verticale BS14, un decadimento del modulo G_0 pari a 0.25.

Questo risultato è in linea con i risultati di altre analisi RSL riportate nella letteratura geotecnica (Chiaradonna A, et al. 2018). Gli autori del lavoro hanno studiato la propagazione di un treno di onde sismiche rappresentativo del sisma dell'Emilia Romagna (20-05-2012, $M_w = 6.1$) attraverso la successione stratigrafica ricostruita in corrispondenza dell'argine del Canale Scortichino (Bondeno, FE). Mediante l'analisi RSL hanno ricavato un valore massimo della distorsione angolare (γ) pari a $\gamma = 2.5 \cdot 10^{-3}$ circa.

Inoltre, esaminando le curve di decadimento del modulo di elasticità tangenziale determinate mediante prove di colonna risonante eseguite su campioni dei terreni prelevati lungo la linea (indagini 2021, questa fase di PD), ed altre curve riportate nella letteratura geotecnica sul tema (Rollins, 1998; Modoni e Gazzellone, 2010), si riconosce che a valori della distorsione angolare dell'ordine di $\gamma = 10^{-3} - 2.5 \cdot 10^{-3}$ si associano valori del fattore di decadimento della rigidità compresi nell'intervallo 0.25-0.35 circa, variabili in dipendenza della natura (grana grossa, grana fina) e delle caratteristiche meccaniche del terreno.

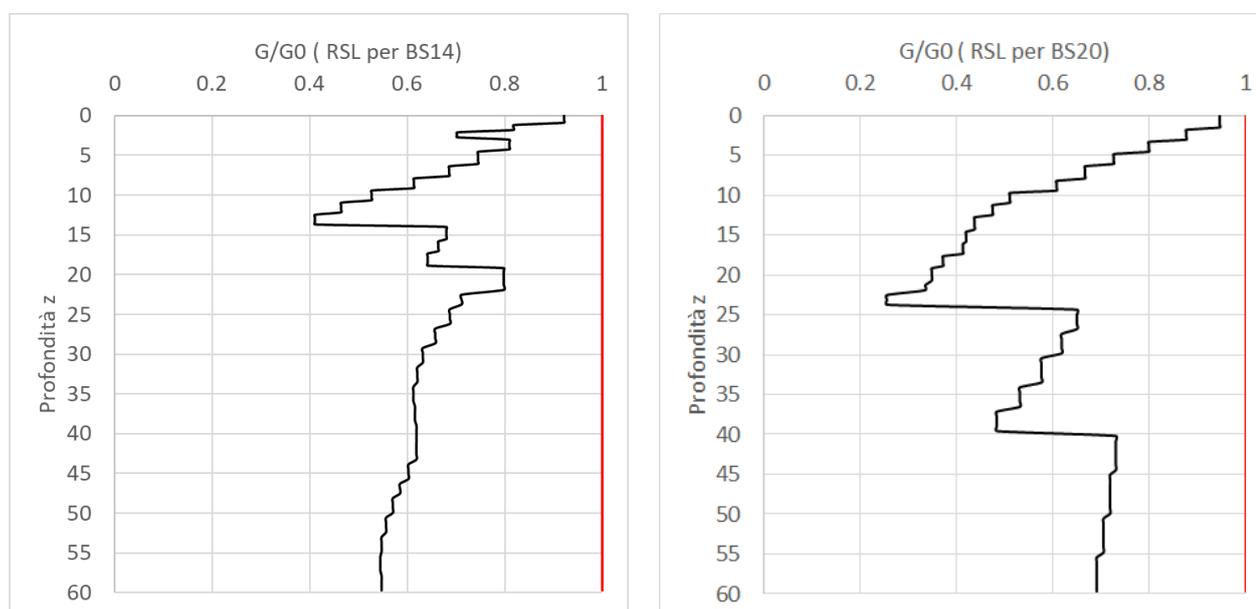


Figura 2 - Decadimento di G/G_0 per le varie profondità ricavato dalle analisi di RSL.

Di conseguenza, per i diversi terreni interessati dalle opere in progetto, si ritiene che i valori della costante elastica k_h ricavati ponendo $E = (0.3) (E_0)$ siano rappresentativi del valore di rigidità che si associa ai livelli di deformazione indotti dalle azioni sismiche. Valori maggiori della costante k_h potrebbero essere utilizzati per l'analisi dell'interazione tra i diaframmi ed i terreni di fondazione in condizioni statiche.

Muovendo da tali considerazioni, le correlazioni in cui il valore della costante elastica (k_h) è posto direttamente in relazione con il valore del modulo di elasticità longitudinale E sono state applicate utilizzando il valore di E che si determina applicando un fattore di abbattimento pari a 0.3 al corrispondente valore E_0 (bassi livelli di deformazione).

Come indicato in precedenza, i valori di E_0 sono stati ricavati a partire dal modulo di elasticità tangenziale G_0 ; tale modulo è stato calcolato utilizzando i valori della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) misurati nel corso di prove SCPTU e/o downhole ed anche elaborando le misure di resistenza alla punta nelle prove penetrometriche statiche.

Con questi procedimenti si ritiene che mediante le analisi di interazione terreno-struttura svolte utilizzando il noto modello di Winkler si pervenga ai valori massimi delle sollecitazioni attese in fondazione nelle diverse condizioni di carico, statiche e sismiche, come posto in evidenza mediante diverse analisi illustrate in Appendice 3.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 33 di 51

Analisi in condizioni drenate

Nel caso di carichi statici, quindi con riferimento ad analisi eseguite in assenza di sovrappressioni interstiziali (condizioni drenate) ed utilizzando i parametri espressi in termini di tensioni efficaci, il valore della costante elastica orizzontale (k_h) è stato calcolato mediante diverse relazioni che possono essere ricondotte alla forma seguente:

$$(k_h) = (n_h) (z) / (D)$$

con il seguente significato dei simboli:

- z e D sono, rispettivamente, la profondità rispetto al piano di campagna ed una lunghezza, assunta unitaria nel caso di fondazioni su diaframmi ovvero pari al diametro del palo nel caso di fondazioni profonde su pali; per le due grandezze si utilizza la medesima unità di misura;
- (n_h) è un parametro analogo ad una costante elastica e consente di tenere conto dell'incremento della rigidità del mezzo all'aumentare dello stato di sforzo efficace; è utilizzato per calcolare il valore di (k_h) , che interviene nella modellazione del comportamento meccanico del terreno lungo la superficie di contatto con la struttura; di fatto la superficie di interazione terreno-struttura; dal punto di vista dimensionale è pari ad un peso per unità di volume.

Per i terreni a grana fina, limi argillosi e limi debolmente argillosi e debolmente sabbiosi, tutti normalmente consolidati, il valore della costante (k_h) è stato calcolato mediante la relazione

$$(k_h) = 1.67 (E) / (D)$$

Nella quale E è un parametro di rigidità.

Ai fini delle analisi qui di interesse, al parametro E è stato assegnato il significato di modulo di elasticità longitudinale. Inoltre, per le analisi in condizioni statiche si è fatto riferimento ad un valore del modulo E relativo ad una deformazione dell'ordine del 50 % circa rispetto a quella a rottura. Per stimare questo valore del modulo E si è proceduto sulla base del corrispondente valore E_0 , relativo a bassi livelli di deformazione. Il valore di E_0 è stato ridotto, quindi, applicando un fattore di decadimento; tale fattore riduttivo, è stato stimato in modo tale da tenere conto del degrado della rigidità dei terreni, coerentemente con il livello di deformazione atteso per il sistema geotecnico oggetto della specifica analisi.

Nella generalità dei casi sono stati scelti valori del fattore di abbattimento dell'ordine di 0.25-0.35 circa per le analisi in condizioni statiche. Invece, per le analisi in condizioni sismiche, eseguite utilizzando parametri geotecnici espressi in termini di tensioni efficaci, nell'ipotesi che le eventuali sovrappressioni interstiziali indotte dai carichi ciclici siano trascurabili, sono stati scelti fattori di riduzione maggiori, dell'ordine di 0.40-0.50 circa.

Per i terreni a grana media e grossa, sabbie e ghiaie sabbiose, il valore della costante (k_h) è stato calcolato mediante la relazione $(k_h) = (\gamma) (A) / 1.35$.

In tale relazione (γ) è il peso dell'unità di volume del terreno in sito allo stato naturale ed A è una costante funzione della densità relativa. In particolare, per i terreni interamente al di sopra del livello della falda si considera il valore del peso secco o umido (γ) ; per i terreni al di sotto del livello della falda si considera il valore del peso immerso, o peso efficace, pari a $(\gamma') = (\gamma_{sat} - \gamma')$.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

Con riferimento alle opere in progetto, sono stati fissati tre valori della costante A da utilizzare in presenza di sabbie limose e sabbie debolmente argillose e debolmente limose saturate al variare della profondità z sotto il piano di campagna, come indicato di seguito:

$$z < 10 \text{ m: } A = 6000 \quad 10 \text{ m} \leq z < 20 \text{ m: } A = 12000 \quad z \geq 20 \text{ m: } A = 25000$$

Con tali valori della costante A, il valore della costante elastica (k_h) risulterà espresso in MN/m^3 (ovvero N/cm^3) esprimendo il peso dell'unità di volume, naturale (γ) o immerso (γ'), in MN/m^3 (ovvero N/cm^3).

Per le ghiaie sabbiose, che possono essere intercettate a profondità dal piano di campagna comprese nell'intervallo 15-25 m circa ed anche a profondità maggiori di 40-45 m circa sono stati fissati tre valori del parametro A come indicato di seguito:

$$z < 25 \text{ m: } A = 50000 \quad 25 \leq z < 40 \text{ m: } A = 80000 \quad z > 40 \text{ m: } A = 120000$$

Nel caso dei terreni granulari, per simulare la variazione lineare del parametro di rigidità (k_h), in particolare l'incremento all'aumentare della profondità rispetto al piano di campagna, si utilizza la relazione:

$$(k_h) = (n_h) (z) / (D)$$

Ponendo:

$$(n_h) = 5000 \text{ kN/m}^3 (= 5 \text{ N/cm}^3) \text{ al di sotto della falda}$$

$$(n_h) = 8000 \text{ kN/m}^3 (= 8 \text{ N/cm}^3) \text{ al di sopra della falda}$$

Analisi in condizioni non drenate

Nel caso di carichi variabili, quali l'azione del vento, il transito dei convogli, il sisma, si è ipotizzato che nei terreni a grana fina (limi argillosi e limi debolmente argillosi e debolmente sabbiosi) possano insorgere sovrappressioni interstiziali ed inoltre che la velocità con la quale si dissipino sia minore della velocità con la quale si incrementano.

Per semplicità non si ricercano né l'entità né la distribuzione di tali sovrappressioni interstiziali; di fatto si rinuncia ad eseguire le analisi in condizioni drenate e si procede utilizzando i parametri di resistenza e di rigidità espressi in termini di tensioni totali.

In questo caso, tenuto conto che i terreni sono normalmente consolidati, il valore della costante (k_h) è stato calcolato mediante la semplice relazione $(k_h) = n_h (E_u) / (D)$ nella quale (E_u) è un parametro di rigidità (modulo longitudinale) relativo alle condizioni non drenate ed n_h è compreso nel campo $n_h = 0.8 - 1.0 \text{ N/cm}^3$. Infine, per una stima del parametro E_u dal quale dipende il valore della costante elastica k_h si utilizza la relazione $E_u = (300-600) c_u$ con c_u coesione non drenata.

Il campo di variabilità di E_u è funzione dell'indice di plasticità; in pratica E_u si incrementa allorché IP si riduce da 0.5 a 0.3.

Per i terreni a grana media e grossa, sabbie e ghiaie, caratterizzati da permeabilità sensibilmente maggiori di quelle dei terreni a grana fina, si è ipotizzato che la velocità con la quale le sovrappressioni interstiziali indotte dalla repentina applicazione dei carichi si dissipano, fosse nettamente maggiore della velocità con la quale tali pressioni si incrementano. Pertanto si fa sempre

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 35 di 51

riferimento alle condizioni drenate e le analisi sono sviluppate utilizzando i parametri di resistenza e di rigidezza espressi in termini di tensioni efficaci.

11.4.3 Azioni orizzontali – opere di sostegno flessibili

Anche nel caso delle analisi di interazione fra le opere di sostegno flessibili ed il terreno il contatto fra i due mezzi è stato schematizzato mediante una serie di molle.

Il dimensionamento di queste opere è sviluppato mediante il codice di calcolo commerciale Paratie-Plus, codificato nel rispetto delle ipotesi seguenti:

- molle elasto-plastiche; il limite della fase elastica, ovvero raggiungimento della condizione di plasticità, corrisponde al raggiungimento di uno stato limite minimo (condizione di spinta attiva) o massimo (condizione di spinta passiva);
- stato piano di deformazione e sottosuolo stratificato orizzontalmente.

Ai fini del calcolo è facoltà dell'utente definire la risposta del contatto opera-terreno mediante la costante elastica della molla ovvero mediante il valore di un modulo di rigidezza. In questo secondo caso il valore del modulo è trasformato automaticamente dal codice di calcolo nel corrispondente valore di una molla.

Per simulare il comportamento reale dei terreni, caratterizzato da una marcata non linearità ed in particolare da una differente risposta nella condizione di primo carico o carico vergine rispetto alla condizione di scarico e ricarico, si definiscono valori diversi delle costanti elastiche delle molle.

In pratica si adottano due valori dei moduli di elasticità longitudinale, per distinguere la risposta in fase di primo carico (E_{CV}) da quella in fase di scarico e ricarico (E_{UR}).

Ai fini del dimensionamento delle diverse opere di sostegno che sono state previste nell'ambito della presente revisione del progetto definitivo, i valori del modulo E_{CV} (primo carico o virgin compression) sono stati ricavati a partire dalle seguenti relazioni

$$G_0 = [(\rho)(V_s)^2] \quad E_0 = G_0 [2(1 + \nu)] \quad G = (0.30-0.35)(G_0) \quad E_{CV} = (0.30-0.35)(E_0)$$

In pratica, per ricavare il valore del modulo E_{CV} a partire dal valore E_0 si è considerato un abbattimento, applicato al modulo relativo a bassi livelli di deformazione (E_0), compreso nel campo 0.30-0.35; tale variabilità dipende dalla geometria dell'opera di sostegno e dalla natura dei terreni interagenti con questa, dal tipo, dal numero e dalle caratteristiche di resistenza di eventuali sistemi di ancoraggio (tiranti) o di contrasto (puntoni).

Per quanto riguarda il valore dei moduli di rigidezza E_{UR} da utilizzare per i diversi terreni di fondazione delle opere in progetto, con riferimento alla condizione di scarico e ricarico (unload-reload), si è proceduto incrementando i corrispondenti valori di E_{CV} (rigidezza di primo carico).

Per la scelta dei fattori amplificativi da adottare, si è tenuto conto delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni come indicato di seguito.

Terreni A, B, C, D

In particolare per i terreni A e per i terreni B si è posto $E_{UR} = (2.5)(E_{CV})$. Per i terreni C si è assunto, invece, $E_{UR} = (2.0)(E_{CV})$; inoltre è stato fissato un limite superiore ponendo $E_{UR} \leq 150$ MPa. Per i terreni D si è posto $E_{UR} = (1.5)(E_{CV})$ con il medesimo limite superiore di $E_{UR} \leq 150$ MPa.

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

Rocce lapidee MR (bedrock)

Per la scelta dei valori da assegnare ai due parametri di rigidezza E_{CV} ed E_{UR} caratterizzanti la risposta delle diverse rocce lapidee che costituiscono la formazione affiorante in corrispondenza dei colli Berici, si è fatto riferimento ai risultati di alcune misure di velocità di propagazione delle onde di taglio V_S . Questi valori di V_S sono stati misurati in occasione di prove geofisiche in foro del tipo downhole, eseguite lungo n.4 verticali di sondaggio ubicati a Sud del fascio di binari della stazione di Vicenza. Tali indagini, che si riconducono alla campagna del mese di giugno 2002, sono state eseguite nell'ambito della "Prima fase dello studio geologico preliminare del progetto Alta Capacità Nodo di Vicenza" (R.F.I. Rete Ferroviaria Italiana Dir. Compartimentale Infrastruttura – Verona).

Fatta eccezione per un sottile livello, avente spessore minore del metro, intercettato alla sommità della formazione lapidea, i valori di V_S misurati sono risultati sempre maggiori di 800 m/s e crescenti con la profondità. Di conseguenza per le diverse rocce, calcari, calcareniti, calcari marnosi e marne calcaree, si ritiene giustificato porre $V_S = 800$ m/s ed $E_{CV} = E_{UR} = 1000$ MPa.

Rilevato ferroviario

Per la determinazione del modulo di rigidezza dei materiali che costituiscono il corpo dei rilevati ferroviari (R), quello esistente e quello di progetto, si è proceduto sulla base delle prescrizioni RFI in merito alla costruzione e controllo di costruzione di questi manufatti di terra ed inoltre tenendo conto dei dati acquisiti mediante indagini pregresse eseguite su rilevati esistenti.

Per le prescrizioni relative alle caratteristiche fisiche, modalità di posa in opera e di compattazione, controllo della compattazione, si è fatto riferimento al documento RFI DTC SI CS SP IFS 004 B, Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili Parte II - Sezione 5 Opere in Terra e Scavi, Parte II – Sezione 5.

I dati relativi ad indagini pregresse sui rilevati ferroviari riguardano i valori di V_S che sono stati misurati mediante prove geofisiche in foro del tipo downhole, eseguite lungo n.4 sondaggi ubicati dal lato Sud dei binari della stazione di Vicenza. Queste indagini, che si riconducono alla campagna del mese di giugno 2002, sono state eseguite nell'ambito della "Prima fase dello studio geologico preliminare del progetto Alta Capacità Nodo di Vicenza" (R.F.I. Rete Ferroviaria Italiana Dir. Compartimentale Infrastruttura – Verona).

Per la costruzione dei rilevati ferroviari le prescrizioni RFI fissano un valore del modulo di deformazione mediante prove di carico su piastra, secondo CNR-BU n° 146, non inferiore a 40 MPa al primo ciclo di carico nell'intervallo 0.15 MPa – 0.25 MPa ed inoltre un rapporto (K) tra i moduli del 1° e 2° ciclo non inferiore a 0.45.

Ne discende che il valore del modulo al secondo ciclo di carico dovrà essere almeno pari ad 88.8 MPa. Si desume che di fatto il valore medio del modulo dell'intero corpo del rilevato sarà anche maggiore di 100 MPa circa, in considerazione dei positivi effetti che si associano ai seguenti fattori:

- azioni indotte dalla compattazione di un generico strato su quello sottostante ed in generale su quelli precedentemente realizzati; tali azioni sono assimilabili a successivi cicli di carico;
- azioni indotte dalla posa e compattazione degli strati di supercompattato, di subballast, di ballast ed inoltre al transito dei convogli nella fase di posa dei binari;
- elevati valori della suzione (pressioni interstiziali negative), che si sviluppano nel corpo del rilevato dopo la posa in opera e la compattazione del materiale da costruzione; tali suzioni derivano dal ridotto contenuto d'acqua iniziale (vedi §5.5.4.1 paragrafo g, documento RFI citato) e dalla progressiva riduzione di tale contenuto d'acqua nella fase di costruzione e nel tempo per

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 37 di 51

la presenza dello strato di subballast e del supercompattato entrambi praticamente impermeabili all'acqua.

Con le indagini geofisiche eseguite nel 2002, sono state acquisite diverse misure di V_S nel corpo dei rilevati ferroviari lungo il fascio di binari dal lato Su della stazione. I valori di V_S sono compresi negli intervalli $V_S = 270, 340, 370$ m/s per profondità dal boccaforo minori di 3 m.

In pratica si trova $V_S = 290$ m/s alla profondità di 1 m dal boccaforo, $V_S = 260, 290, 320, 360, 430$ m/s per profondità dal boccaforo minori di 4 m.

Il valore minimo di tali misure è pari a $V_S = 260$ m/s, il valore medio è pari a $V_S = 325$ m/s.

Assumendo, cautelativamente, valori di calcolo di V_S compresi nell'intervallo $V_S = 250-300$ m/s ed inoltre un valore della densità di massa pari a $\rho = 2$ ton/m³ ed un valore del coefficiente di Poisson pari a $\nu = 0.3$ si ricavano i seguenti valori del modulo di elasticità tangenziale G_0 e del modulo di elasticità longitudinale E_0 entrambi relativi a bassi livelli di deformazione:

$$G_0 = (\rho)(V_S)^2 = (2)(62500) = 125000 \text{ kPa} = 125 \text{ MPa} \quad E_0 = 2.6 G_0 = 325 \text{ MPa}$$

$$G_0 = (\rho)(V_S)^2 = (2)(90000) = 180000 \text{ kPa} = 180 \text{ MPa} \quad E_0 = 2.6 G_0 = 468 \text{ MPa}$$

Per determinare il valore di primo tentativo (prima iterazione) dei moduli di rigidezza, si assume, cautelativamente, un intervallo del fattore di abbattimento pari a 0.25-0.35 da applicare ai valori iniziali (modulo G_0 e modulo E_0) al fine di tenere conto del decadimento in seguito alle deformazioni subite dall'opera di sostegno per effetto dello scavo

$$E = (0.25-0.35)(E_0) = 81-114 \text{ MPa} \quad E = (0.25-0.35)(E_0) = 117-164 \text{ MPa}$$

Al riguardo si fa osservare che nella generalità dei casi gli spostamenti dei rilevati devono risultare ridotti, per rispettare i limiti imposti al difetto trasversale e longitudinale dei binari in esercizio.

Pertanto ai fini del dimensionamento delle opere di sostegno a contatto con i rilevati ferroviari si è ritenuto ragionevole assumere $E = E_{CV} = 100$ MPa, avendo indicato con E_{CV} il valore del modulo di elasticità longitudinale relativo alla condizione di primo carico o carico vergine.

Per quanto attiene il E_{UR} relativo alla condizione di scarico e ricarico si è ritenuto accettabile fissare il medesimo valore che è stato scelto per E_{CV} ponendo, quindi, $E_{UR} = E_{CV} = 100$ kPa.

Si fa notare che il dimensionamento delle diverse opere di sostegno provvisoriale ed anche definitive previste lungo la linea è stato governato dall'esigenza di limitare i risentimenti sul binario in esercizio più vicino. Di conseguenza nella generalità dei casi sono risultati contenuti gli spostamenti del sistema geotecnico e quindi anche le distorsioni angolari dell'opera ed il decadimento di rigidezza dei terreni interagenti con questa.

In particolare, in armonia con i contenuti del documento RFI_TCAR_ST_AR_01_001C è stato fissato un valore massimo del difetto di livello trasversale $\Delta H_R < 15$ mm. Così per verificare che lo spostamento orizzontale dell'opera di sostegno risultasse accettabile è stato confrontato il rapporto $[(\delta_v) / (2H_s)]$ con $\tan(\beta)$. Il termine δ_v rappresenta il massimo spostamento verticale dell'opera di sostegno, che si assume uguale al massimo spostamento orizzontale (δ_h) alla sommità dell'opera. Inoltre si ipotizza che si manifesti in corrispondenza della verticale di scavo. Il termine H_s rappresenta la massima profondità di scavo. Il rapporto $[(\delta_v) / (2H_s)]$ definisce l'andamento degli abbassamenti a tergo dell'opera di sostegno, nell'ipotesi che si esauriscano alla distanza di $(2H_s)$ dal fronte di scavo. Il valore $\tan(\beta)$, assunto pari a $\tan(\beta) = 15/1435$ definisce il massimo difetto di livello trasversale che si considera tollerabile per le rotaie del binario più vicino allo scavo.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 38 di 51

12 CRITERI DI PROGETTO DELLE OPERE E DEI SISTEMI GEOTECNICI

Nel seguito si illustrano i criteri generali che hanno guidato il dimensionamento geotecnico delle diverse opere in progetto, si espongono le ipotesi di calcolo, si descrivono i metodi di analisi e verifica, si illustrano i procedimenti implementati nei codici di calcolo automatico che sono stati utilizzati. Per i dettagli si rimanda alle specifiche relazioni geotecniche della singola opera.

12.1 Consolidamento dei piani di posa dei rilevati

Per il consolidamento dei piani di posa dei rilevati sono state prese in considerazione due classi di interventi, le inclusioni rigide e le colonne di ghiaia. La scelta è tipicamente condizionata dalla presenza e profondità di uno strato di terreni dotati di elevata rigidità nei quali immergere le basi delle inclusioni.

Nel caso in esame, ed in questa fase della progettazione, l'attenzione è stata concentrata esclusivamente sull'intervento di consolidamento mediante inclusioni rigide.

In ogni caso l'esigenza di consolidamento dei piani di posa deriva dalla risposta meccanica del sistema geotecnico, costituito dall'insieme del manufatto di terra e dei sottostanti terreni di fondazione. Tale risposta è fortemente condizionata dalla ridotta rigidità dei terreni fini, limosi e argillosi, compresi nel volume geotecnicamente significativo; tale volume è alquanto esteso in profondità, in quanto i terreni fini poggiano sul tetto delle superiori lenti di ghiaie, sabbiose e con sabbia. Come indicato in precedenza (3) questi terreni a grana grossa si intercettano a profondità crescenti procedendo da Ovest verso Est, a partire da 10 m circa sino a 30 m circa.

Allo specifico assetto stratigrafico del sottosuolo ed alle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione dei rilevati, si aggiunge la posizione della falda, spesso a ridosso del piano di campagna, ed in particolare la presenza di falde artesiane lungo alcuni tratti di linea. Di conseguenza, localmente le pressioni interstiziali potrebbero essere maggiori di quelle relative alla condizione idrostatica; in tal caso i terreni a grana fina potrebbero essere sotto consolidati.

12.1.1 Inclusioni rigide

Le inclusioni rigide possono essere assimilate, di fatto a pali di fondazione che hanno lo scopo di raccogliere interamente il peso proprio del rilevato in progetto per trasferirlo in profondità, come fosse un carico assiale, senza subire cedimenti. Allorché le inclusioni impediscono che il nuovo rilevato eserciti sforzi verticali sui terreni di fondazione, sono in grado di evitare la modifica dello stato di sforzo in fondazione al di fuori dell'impronta del nuovo manufatto, quindi eliminano la causa dei cedimenti del rilevato storico.

L'efficacia dell'intervento è legata alla presenza di uno strato di terreni dotati di elevata rigidità a profondità contenute; su questi terreni devono essere immerse le basi delle inclusioni.

In linea generale le inclusioni devono assolvere queste funzioni:

- prendere in carico le azioni trasmesse dalle colonne di rilevato direttamente soprastanti la testa dell'inclusione, tipicamente ampliata con l'introduzione di un cappello;
- raccogliere le azioni che il rilevato potrebbe trasmettere ai terreni di fondazione in corrispondenza delle aree di imposta comprese fra le inclusioni rigide, in modo tale da evitare l'applicazione di sforzi verticali sul piano di posa del rilevato tra le inclusioni;
- incrementare le condizioni di stabilità dei rilevati nei riguardi di meccanismi di collasso che

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

possono svilupparsi secondo cinematiche traslazionali e/o rotazionali che interessino ampi volumi di terreno, comprendenti il manufatto artificiale ed i terreni di fondazione, sia quelli direttamente al di sotto del piano di posa sia quelli al piede del rilevato.

Il trasferimento sulle inclusioni del carico agente sulle aree comprese fra queste, è favorito dall'effetto arco nel corpo del rilevato ed è assicurato dall'impiego di geosintetici disposti alla base del manufatto di terra, a cavallo delle colonne. Questi geosintetici, tipicamente geogriglie monodirezionali a bande strette, devono essere dotati di elevata rigidità ed anche elevata resistenza a trazione a lungo termine. E' necessario, infatti, che il trasferimento del carico si sviluppi con cedimenti sensibilmente limitati delle porzioni di rilevato non sostenute, comprese fra le inclusioni. Viceversa la sommità dei rilevati sarebbe soggetta a cedimenti differenziali.

Per evitare che la costruzione del rilevato di progetto induca cedimenti nei terreni di fondazione di quello storico in esercizio, è necessario che la base delle inclusioni sia immersa in uno strato di terreni non cedevoli, avente spessore adeguato. In tal modo sarà praticamente nullo il cedimento del rilevato di progetto e, di conseguenza, saranno nulli gli effetti della sua costruzione sul rilevato della linea storica. Quest'ultima, quindi, può rimanere in esercizio senza risentire del manufatto di terra che dovrà ospitare i binari della nuova linea AV/AC.

Il dimensionamento delle inclusioni rigide si sviluppa tenendo conto dei seguenti fattori:

- altezza del rilevato di progetto ed area dell'impronta sul piano di posa;
- entità delle distorsioni angolari indotte alla sommità del rilevato storico e loro evoluzione nel tempo; verifica di compatibilità con il difetto di livello trasversale;
- spessore dei terreni comprimibili al di sotto del piano di posa dei rilevati, e profondità di un substrato indeformabile o di uno strato di terreno con risposta equivalente nel quale immergere le inclusioni rigide.

Di conseguenza le analisi di dimensionamento si articolano secondo lo schema riportato di seguito:

- calcolo dei cedimenti indotti dalla realizzazione del rilevato AV-AC in progetto nei terreni di fondazione del rilevato nuovo e di quello esistente;
- determinazione dei cedimenti differenziali alla sommità dei rilevati, nell'ipotesi che il corpo dei manufatti di terra si comporti come una fondazione infinitamente flessibile;
- verifica di compatibilità delle distorsioni indotte nel rilevato esistente con il prescritto valore limite di progetto (D.M. 2018 §6.2.4.3);
- dimensionamento geotecnico delle inclusioni rigide e dei geosintetici di rinforzo; definizione disposizione planimetrica, calcolo del diametro e della lunghezza, dimensionamento dei geosintetici (resistenza a lungo termine e rigidità);
- verifica di stabilità globale dei rilevati (AV-AC e storico) in assenza di inclusioni ed in presenza delle azioni esterne di progetto (se soddisfatta non sono necessarie ulteriori verifiche di stabilità);
- verifica di stabilità globale dei rilevati in presenza di inclusioni, per eventuali adeguamenti della soluzione definita in precedenza.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

12.2 Verifiche di stabilità globali; rilevati e scavi

Le verifiche di sicurezza dei rilevati ferroviari e degli scavi di sbancamento nei riguardi della stabilità globale sono state sviluppate con riferimento a schemi bidimensionali (stato piano di deformazione), considerando meccanismi di rottura generale, nell'ipotesi che il collasso si sviluppi secondo cinematiche puramente rotazionali.

Il procedimento di calcolo che si utilizza si riconduce alla classe dei metodi dell'equilibrio limite globale. In dipendenza delle locali situazioni è stata valutata la possibilità di applicare il metodo di Bishop semplificato, il metodo di Spencer, il metodo di Morgenstern & Price.

Nella generalità dei casi è stato utilizzato il metodo di Bishop semplificato, considerando superfici di rottura di forma cilindrica a direttrice circolare. Si assume che in tutti i punti di tale superficie il rapporto tra la resistenza disponibile e la resistenza mobilitata sia il medesimo (valore costante del coefficiente di sicurezza lungo la superficie di rottura) e che all'atto del collasso sia ovunque mobilitata la resistenza disponibile.

Così si assume che il fenomeno di collasso si sviluppi con lo scorrimento di un volume di terreno lungo una superficie di rottura, che tale volume comprenda i terreni di cui è costituito il rilevato, ovvero i terreni a tergo di uno scavo, i terreni al piede, del rilevato dell'opera, i terreni di fondazione sotto il piano di posa.

Come già indicato la resistenza al taglio dei diversi terreni è espressa mediante il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, nell'ipotesi di inviluppo lineare, o lineare a tratti, per fissati intervalli di stato tensionale. In considerazione del metodo di calcolo applicato, sono stati scelti i valori dei parametri di resistenza al taglio relativi alla condizione di rottura a volume costante; scelta giustificata, peraltro, tenuto conto che i terreni di fondazione della linea in progetto sono normal consolidati.

La presenza di elementi resistenti, inclusioni rigide verticali, colonne di ghiaia, pali di fondazione, geosintetici, è rappresentata mediante forze orizzontali; tali forze contribuiscono ad incrementare i momenti resistenti, opposti a quelli delle forze che tendono a provocare lo scivolamento.

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 2018), le verifiche nei riguardi di questo S.L.U. si sviluppano secondo l'Approccio 1, Combinazione 2, utilizzando i coefficienti di sicurezza $A2+M2+R2$. In tal caso, i due coefficienti amplificativi delle azioni esterne ($A2$) assumono il valore 1.0 per i carichi permanenti ed 1.3 per quelli variabili. Parimenti, è maggiore dell'unità e pari a (γ_R) = 1.1 il coefficiente riduttivo delle resistenze ($R2$). Ed ancora, sono maggiori dell'unità i coefficienti di sicurezza (γ_M) che si applicano ai valori caratteristici dei parametri geotecnici, dai quali dipende la resistenza al taglio del terreno; in particolare i valori di progetto dei tre parametri, coesione efficace, tangente dell'angolo di attrito efficace, coesione non drenata, si ricavano, rispettivamente, applicando i tre coefficiente riduttivi pari a (γ_c) = 1.25, (γ_ϕ) = 1.25 e (γ_{cu}) = 1.4. Di conseguenza risulta $c'_{d} = (c'_k) / 1.25$, $[\tan \phi'_{d}] = [\tan \phi'_{k}] / 1.25$ e $c_{u,d} = c_{u,k} / 1.4$.

Le verifiche di sicurezza in condizioni statiche sono sviluppate utilizzando i valori dei parametri geotecnici espressi in termini di tensioni efficaci. In tali verifiche non si tiene conto del passaggio dei convogli.

Invece, per sviluppare le verifiche di sicurezza in presenza di azioni transitorie, quali le azioni sismiche e quelle generate dal passaggio dei convogli, la resistenza a rottura dei terreni a grana fina è stata espressa mediante i valori dei parametri geotecnici in termini di tensioni totali.

Nel caso delle analisi in presenza di azioni sismiche il valore del coefficiente di sicurezza applicato alle resistenze ($R2$) è stato assunto pari a (γ_R) = 1.2; invece è unitario il coefficiente di sicurezza che si applica ai parametri di resistenza al taglio dei terreni (γ_M).

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

Nella presente fase di progettazione (PD), le informazioni disponibili sulla posizione del substrato e sulle proprietà geotecniche dinamiche dei terreni di fondazione sono estremamente limitate; di fatto non sono sufficienti per ricostruire un profilo sismostratigrafico del sottosuolo lungo la linea. Pertanto, non è possibile eseguire analisi di risposta sismica locale per valutare la “pericolosità sismica di base” del sito di interesse, *funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale*” (D.M. 2018 §3.2. e §3.2.2).

Di conseguenza, le verifiche di stabilità sono state eseguite mediante il metodo pseudostatico, nell’ipotesi che gli effetti delle azioni sismiche reali, azioni pulsanti e con durata complessiva limitata, siano assimilabili a quelli di una forza statica (per tale motivo “equivalente”), che rimane costante nello spazio e nel tempo; in pratica una forza corrispondente ad una accelerazione uguale in tutti i punti dell’opera e dei sottostanti terreni di fondazione, agente per un intervallo di tempo infinito.

In tal caso “*le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h W$ ed $F_v = k_v W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale*” (D.M. 2018 §7.11.3.5.2).

I valori dei coefficienti sismici k_h e k_v , orizzontale e verticale, sono stati calcolati a partire dal valore di accelerazione “ $a_g =$ *accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido*” amplificato per tenere conto degli effetti topografici e stratigrafici mediante i coefficienti S_T ed S_S .

Nel caso in esame, per la morfologia dell’area di progetto e per le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, è stata assunta la categoria topografica T1 e la categoria di sottosuolo D per l’intero tracciato; di conseguenza si è posto:

$$S_T = 1.0 \quad S_S = [0.90 \leq 2.40 - 1.50 (F_0) (a_g)/(g) \leq 1.80]$$

12.3 Calcolo dei cedimenti dei manufatti

Ai fini del calcolo dei cedimenti delle opere in progetto, sono state distinte le opere di terra, nel caso in esame i rilevati ferroviari, alle quali si associano cedimenti elevati, dalle altre opere.

Alla costruzione dei rilevati, in particolare quelli con altezza maggiore di 4-5 circa, si associano cedimenti del piano di posa anche significativi, che derivano da deformazioni elevate dei terreni di fondazione, dell’ordine del 10% circa. Di conseguenza il calcolo è sviluppato mediante il noto metodo edometrico, utilizzando il modulo M , modulo di compressione monodimensionale o modulo edometrico quale parametro di rigidità, rappresentativo della risposta ai carichi. Il valore di tale parametro è ricavato elaborando le prove di compressione edometrica e tenendo conto dello stato di sforzo. In particolare la variazione fra lo stato tensionale preesistente e quello risultante dall’incremento di tensione indotto dalla costruzione del manufatto di terra.

Tale procedimento è applicato anche per ricavare i cedimenti indotti nel rilevato di linea storica dalla costruzione di quello AV/AC in progetto, previsto sempre in stretto affiancamento con l’esistente. In tal modo è possibile tenere conto della storia di carico pregressa, in pratica che il processo di consolidazione dei terreni di fondazione del rilevato esistente si è concluso; quindi si tiene conto che tali terreni hanno subito un irrigidimento e sono meno compressibili di quelli in corrispondenza del rilevato in progetto.

Alle altre opere, quali i muri su pali, le fondazioni dei viadotti su pali, le fondazioni su diaframmi, i manufatti scatolari interrati, che attraversano la linea al di sotto del piano di campagna, si associano cedimenti contenuti. In alcuni casi questi cedimenti sono trascurabili, sia perché relativi alle condizioni di scarico e ricarico sia perché le azioni verticali sono in parte contrastate dalla sottospinta idraulica.

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

In tutti questi casi si è fatto riferimento a valori dei moduli di rigidezza relativi a bassi livelli di deformazione, nella generalità dei casi dell'ordine di 0.1% (ϵ e γ dell'ordine di 10^{-3}) circa, e scelti coerentemente con il livello di deformazione raggiunto dal sistema geotecnico.

Così, in alternativa al ricorso a correlazioni di letteratura, ad esempio basate sulle proprietà fisiche o sui risultati di prove a rottura o di altre prove che implicano livelli di deformazione non noti o anche diversi da quelli attesi e che sono tipicamente «sito-dipendenti», si è preferito procedere ricavando i moduli di rigidezza relativi a bassi livelli di deformazione sulla base dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s misurati nel corso delle prove SCPTU e di prove geofisiche in foro downhole. Successivamente tali valori sono stati abbattuti per tenere conto del diverso livello di decadimento in funzione della specifica opera oggetto di analisi. Ove necessario la ricerca delle deformazioni e del relativo modulo di rigidezza (non noto a priori) si sviluppa iterativamente.

Nel caso in esame sono stati ricostruiti i profili della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) con la profondità dai quali sono ricavati i profili del modulo di elasticità tangenziale G_0 , ovvero profili di rigidezza, a bassi livelli di deformazione ($\gamma = 10^{-6}$) con la profondità.

Successivamente, note le curve di degrado della rigidezza con la distorsione angolare (γ) che si ricavano dai risultati delle prove cicliche di laboratorio, è stato possibile definire il valore dei parametri di rigidezza (G , E , M) corrispondente allo stato di sforzo e di deformazione nel volume significativo pertinente l'opera in esame.

12.4 Fondazioni su pali – Resistenza alle azioni assiali – palo singolo

Il valore di calcolo ($R_{c,cal}$) della resistenza a compressione del palo, è stato determinato mediante un procedimento ampiamente diffuso e da tempo consolidato, che si basa sull'impiego della nota formula statica:

$$(R_{c,cal}) = [(R_{c,cal})_{base}] + [(R_{c,cal})_{lat}] = p_{lim} [(\Pi) (d_i)^2] / 4 + \Sigma [(\tau_{lim})_i (\Pi) (d_i) l_i]$$

In tale relazione si sono indicati con $[(R_{c,calc})_{base}]$ e p_{lim} rispettivamente la resistenza limite totale e quella unitaria che si mobilitano alla punta del palo, con $[(R_{c,calc})_{lat}]$ la resistenza limite totale lungo il fusto, con $[(\tau_{lim})_i]$ il valore medio della resistenza limite unitaria mobilitata in corrispondenza del generico tratto i -esimo del fusto, avente diametro pari a d_i e lunghezza pari ad l_i . La sommatoria dei contributi unitari $[(\tau_{lim})_i]$ estesa all'intera lunghezza del palo fornisce il valore della resistenza limite totale lungo il fusto.

Così la resistenza totale a compressione viene ricavata come somma di un contributo alla punta e di un contributo laterale. Pertanto, si impone, seppure implicitamente, la condizione che all'atto del collasso siano contemporaneamente mobilitate, e sino ai rispettivi valori limite, le resistenze unitarie alla punta (p_{lim}) e lungo tutto il fusto (τ_{lim}).

Tuttavia, è stato chiaramente posto in evidenza che all'aumentare del diametro del palo tale ipotesi risulta progressivamente più discosta dalla realtà. Infatti, la resistenza limite lungo il fusto si attinge in seguito ad un cedimento ridotto, praticamente costante e nella generalità dei casi dell'ordine di 10-15 mm circa; quindi in seguito a spostamenti che sono quasi sempre indipendenti dalle dimensioni del palo o all'incirca pari a qualche centesimo del diametro. Invece, al crescere della sezione trasversale si incrementa, ed anche in misura rilevante, il cedimento alla base che corrisponde alla mobilitazione della resistenza limite unitaria alla punta (p_{lim}).

Così, tenuto anche conto del diametro dei pali che sono stati previsti per l'appoggio di diverse opere

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

in progetto (800 mm, 1200 mm, 1500 mm), si è ritenuto opportuno fissare un estremo superiore per il valore caratteristico della resistenza limite unitaria che si mobilita alla base p_{lim} .

Nel caso dei pali con base immersata nei grana grossa che sono stati intercettati nel sottosuolo dell'area interessata dal progetto, ed in armonia con le indicazioni che si desumono dalla letteratura tecnica specialistica, si è posto $p_{lim} \leq 4000$ kPa. Con questa scelta, si è voluto limitare, seppure in maniera implicita, il cedimento della palificata.

Per il caso di pali con punta immersata nei terreni a grana fina la resistenza limite unitaria alla base p_{lim} è stata calcolata in funzione della resistenza a rottura in condizioni non drenate (c_u). Il valore di p_{lim} che si ricava in tal modo è risultato sempre alquanto minore del valore limite fissato in precedenza.

Analogamente, è stato fissato un limite superiore anche per la resistenza unitaria all'interfaccia palo-terreno. Infatti, è ormai ampiamente riconosciuto che tale resistenza non si incrementa indefinitamente con la profondità; quindi, si è posto $[(\tau_{lim})_i] \leq (125-150)$ kPa, indipendentemente dal procedimento di calcolo utilizzato e dalla natura dei terreni attraversati.

In armonia con le prescrizioni della normativa vigente (D.M. 2018), il valore di progetto ($R_{c,d}$) della resistenza a compressione del palo è ricavato applicando al valore di calcolo di tale resistenza ($R_{c,calc}$) il coefficiente di correlazione (ξ) ed i coefficienti di sicurezza parziali secondo l'Approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3.

In pratica, si riducono la resistenza alla base e quella lungo il fusto del palo mediante i coefficienti di sicurezza γ_b e γ_s . Per il caso di palo trivellato tali coefficienti sono pari a $\gamma_b = 1.35$ e $\gamma_s = 1.15$. Ai fini del dimensionamento delle palificate di fondazione, il valore di progetto ($R_{c,d}$) della resistenza a compressione è stato utilizzato quale dimensionamento preliminare dei pali del gruppo.

Alle azioni assiali sul palo, ricavate dalle analisi delle strutture in elevazione, è stato aggiunto il peso proprio del palo, calcolato considerando il peso immerso del calcestruzzo armato per il tratto al di sotto del livello della falda. Il valore del peso del palo così calcolato è stato incrementato mediante il coefficiente amplificativo ($\gamma_{G1} = 1.3$) prescritto nella normativa vigente (D.M. 2018).

12.4.1 Modello di resistenza dei terreni

Per descrivere il comportamento a rottura dei diversi terreni di fondazione, dal quale dipende l'entità della resistenza mobilitata lungo il fusto ed alla base dei pali, si è ritenuto pienamente giustificato fare riferimento allo schema di mezzo bifase, immaginando il terreno secco o saturo rispettivamente al di sopra ed al di sotto del livello della falda.

Inoltre si è ipotizzato che la risposta a rottura possa essere descritta con il noto modello di Mohr-Coulomb, con involucro di rottura lineare. In particolare, la resistenza al taglio è univocamente definita allorché si fissano i valori dei parametri che descrivono l'involucro in termini di tensioni efficaci ovvero in termini di tensioni totali.

Nel primo caso la resistenza al taglio è definita con la nota relazione $\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$, funzione dei due parametri, il valore dell'intercetta sull'asse delle τ , ovvero coesione efficace c' , e l'angolo di inclinazione della retta involucro rispetto all'orizzontale, ovvero angolo di attrito efficace φ' . Nel secondo caso, la resistenza al taglio è definita mediante la più semplice relazione $\tau = c_u$, avendo indicato con c_u la coesione non drenata, ovvero la resistenza a breve termine, in condizioni di drenaggio impedito.

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

12.4.2 Resistenza laterale, al contatto palo-terreno

Nel caso in esame si è ritenuto giustificato, a vantaggio di sicurezza, calcolare la resistenza laterale unitaria $[(\tau_{lim})_i]$ al contatto palo-terreno con riferimento ai parametri di resistenza al taglio espressi in termini di tensioni efficaci.

In tal caso, il valore di $[(\tau_{lim})_i]$ alla generica profondità z lungo il fusto, si ottiene a partire dalla tensione verticale efficace alla medesima profondità z ed in funzione dell'angolo di attrito lungo il contatto, assunto pari all'angolo di attrito efficace φ' del terreno.

In dipendenza della natura dei terreni lungo il fusto del palo, sono stati utilizzati due approcci distinti. In pratica si distinguono gli orizzonti caratterizzati dalla prevalenza delle frazioni a grana media e grossa, **Terreni D** (ghiaia sabbiosa o con sabbia) e **Terreni C** (sabbia, sabbia limosa), gli orizzonti con prevalenza dei materiali fini **Terreni A**, (limo con argilla o argilla con limo, limo argilloso sabbioso), i livelli comprendenti terreni a grana media ed a grana fina **Terreni B** (limo con sabbia e sabbia con limo). Nella generalità dei casi questi ultimi sono stati assimilati ai terreni granulari.

Nel primo caso (**Terreni D, Terreni C, Terreni B**) la resistenza di interfaccia è ricavata con la nota relazione $\tau = 0.7 (\tan \varphi') (\sigma_v')$.

Invece, per i tratti di palo che attraversano i terreni a grana fina (**Terreni A**) si applica il noto metodo β ponendo $\tau = \beta (\sigma_v')$ nella quale $\beta = (k_0) (\tan \varphi') = (1 - \sin \varphi') (\tan \varphi')$, avendo indicato con (k_0) il coefficiente di spinta a riposo.

Come precisato, si fissa estremo superiore per la resistenza limite unitaria ponendo $[(\tau_{lim})_i] \leq (120-150)$ kPa, indipendentemente dal procedimento di calcolo utilizzato.

Nel caso di pali con la base immorsata nelle diverse rocce lapidee della formazione che affiora in corrispondenza dei colli Berici, si assume $(\tau_{lim}) = 1.5-2.0$ MPa in dipendenza dello stato di fratturazione della roccia lungo il fusto. In mancanza di informazioni si assume, cautelativamente, il valore minimo costante $(\tau_{lim}) = 1.0$ MPa.

12.4.3 Resistenza alla base del palo

La resistenza limite unitaria alla base p_{lim} è stata ricavata applicando due criteri diversi, a seconda che la punta dei pali sia immorsata nei terreni fini, costituiti di limi e argille, a tratti sabbiosi, ovvero nei terreni prettamente granulari, composti di ghiaia sabbiosa o con sabbia.

Nel primo caso il valore di p_{lim} si ricava con la relazione $p_{lim} = (N_c) (c_{u,k}) + \sigma_v = 9 (c_{u,k}) + \sigma_v$ nella quale (N_c) è il coefficiente adimensionale del carico limite, $(c_{u,k})$ è il valore caratteristico della coesione non drenata in corrispondenza della punta del palo e σ_v è il valore della tensione verticale totale alla medesima profondità. Come noto, per le analisi in termini di tensioni totali nel caso delle fondazioni su pali, il coefficiente (N_c) è assunto pari a $(N_c) = 9$, a differenza del caso delle fondazione superficiali nastriformi.

Sebbene il contributo di resistenza alla punta che si associa alla tensione verticale totale σ_v sia spesso trascurato, si è scelto di tenerne conto, nel caso in esame, considerato che la normativa vigente (D.M. 2018) prescrive espressamente di aggiungere il peso proprio del palo alle azioni trasmesse dalla struttura.

Per la stima del valore caratteristico $(c_{u,k})$ del parametro c_u , si è fatto riferimento ai risultati di prove di laboratorio eseguite su campioni intatti prelevati in corrispondenza di diversi sondaggi ed alle misure di resistenza all'avanzamento della punta registrate nel corso di prove penetrometriche statiche (CPT e CPTU).

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

Per ciascuna opera in progetto, quindi per il dimensionamento delle singole fondazioni profonde con la base immersata nei terreni a grana grossa, ghiaia sabbiosa o con sabbia, il valore limite della resistenza unitaria alla base del palo p_{lim} è stato ricavato in funzione dell'angolo di resistenza al taglio (φ') secondo quanto proposto da Wright & Reese (Wright S. J., & Reese L. C., Design of large diameter bored piles, Ground Engineering 1979).

Il valore di dell'angolo di attrito (φ') è stato stimato sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT. Come specificato in precedenza, in armonia con le indicazioni di questi Autori, è stato assunto il valore massimo $p_{lim} \leq 4000$ kPa (12.4).

Infine, come indicato in precedenza, nel caso di pali con punta immersata nelle diverse rocce lapidee della formazione che affiora in corrispondenza dei colli Berici, si è posto $p_{lim} = 10$ MPa. Tale valore è coerente con le descrizioni delle rocce lapidee raggiunte con i sondaggi e riportate nelle stratigrafie dei sondaggi e nei diversi contributi riportati nella letteratura geotecnica sul tema.

12.4.4 Pressioni interstiziali

Ai fini dei calcoli si fa riferimento ad una distribuzione idrostatica delle pressioni interstiziali; quindi con incremento lineare con la profondità a partire dal livello della falda che definisce, in pratica, il piano orizzontale al quale corrispondono pressioni nulle.

La posizione del livello della falda è variabile lungo la linea, pertanto viene definita per ciascuna opera in funzione delle locali condizioni idrogeologiche. In presenza di falda artesianica si assume che il livello dell'acqua coincida con il piano di campagna.

In attesa di acquisire ulteriori informazioni di dettaglio sull'assetto idrogeologico del sottosuolo, si assume, anche nel caso di falda artesianica, che le pressioni interstiziali si incrementino linearmente con la profondità. L'applicabilità di questa ipotesi sarà verificata sulla base delle indagini previste nell'ambito della presente fase di PD, che comprendono anche l'installazione di piezometri elettrici per il monitoraggio delle pressioni interstiziali a diverse profondità rispetto al piano di campagna.

12.4.5 Procedimento costruttivo dei pali e dei diaframmi

I procedimenti descritti in precedenza per determinare il valore di calcolo della resistenza a compressione del palo singolo, in particolare per ricavare la resistenza laterale unitaria (12.4.2) e la resistenza unitaria alla punta (12.4.3), ed anche per determinare la resistenza laterale unitaria al contatto fra i diaframmi ed il terreno hanno validità soltanto nell'ipotesi che il procedimento costruttivo del palo e dei diaframmi, che dovrà essere scelto in relazione alla natura dei terreni di fondazione, sia tale che:

- Non produce alcuna modifica della resistenza al taglio dei terreni; in particolare il procedimento costruttivo non dovrà indurre alcuna riduzione dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia tra superficie laterale del palo (o del diaframma) ed il terreno in contatto su tale superficie;
- Non produce alcuna modifica della resistenza al taglio dei terreni alla base del palo, compresi nel volume che interagisce con la punta e dal cui comportamento dipende la resistenza mobilitata ed in particolare l'entità dei cedimenti alla punta necessari per mobilitarla;
- Non produce alcuna modifica dello stato tensionale nei terreni circostanti il palo rispetto alla condizione preesistente la costruzione.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 46 di 51

12.5 Fondazioni su pali – Resistenza alle azioni trasversali – Palo singolo

Il valore di calcolo ($R_{t,cal}$) della resistenza a rottura del palo singolo nei riguardi delle azioni orizzontali, è ricavato utilizzando il noto procedimento sviluppato da Broms B. B. (1964a, 1964b).

Con tale procedimento il calcolo si esegue nell'ipotesi di stato di sforzo assialsimmetrico, tensioni nulle sul piano di campagna, assunto orizzontale, terreno omogeneo, palo con sezione trasversale orizzontale avente diametro costante. Inoltre si considera che la testa palo coincida con il piano di campagna; nel caso in cui il palo sia collegato ad una fondazione si considera che l'intradosso di questa e la testa palo si trovino in corrispondenza del piano di campagna.

La risposta meccanica del terreno, e quindi dell'interfaccia palo-terreno, è assimilata a quella di un mezzo rigido perfettamente plastico. Di conseguenza gli spostamenti sono nulli sino a quando non è interamente mobilitata la resistenza del terreno; in seguito la resistenza rimane costante e gli spostamenti possono crescere indefinitamente.

Si assume il medesimo comportamento per il palo; in pratica le rotazioni e gli spostamenti del palo sono trascurabili sino a quando il momento flettente non attinge un valore pari al momento di plasticizzazione della sezione resistente. Quindi si forma una cerniera plastica e le rotazioni continuano indefinitamente senza incremento del momento agente.

La resistenza a rottura del sistema geotecnico, composto dall'insieme del singolo palo e del terreno circostante, dipende dalle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno, dalle condizioni di vincolo in testa al palo, rotazione libera o impedita, dal valore della resistenza flessionale del palo, in pratica dal valore del momento di plasticizzazione della sezione strutturale. Tale resistenza è funzione della sezione strutturale e dello sforzo assiale agente. Il collasso si attinge all'aumentare dell'azione orizzontale in testa al palo ovvero al di sopra della testa palo nel caso in cui sia presente anche un'azione flettente.

La resistenza limite laterale del complesso palo-terreno è determinata dal minimo fra i due valori dell'azione orizzontale esterna; il valore dell'azione necessaria per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ovvero il valore dell'azione orizzontale cui corrisponde la plasticizzazione del palo, in pratica la formazione della cerniera plastica. A queste due situazioni corrispondono due meccanismi cinematici distinti.

Nel caso di pali dotati di elevata rigidezza rispetto al terreno ed aventi lunghezza ridotta, il collasso si attinge con la plasticizzazione del terreno nell'intorno del palo, quindi prima della rottura della sezione strutturale. In pratica il palo trasla orizzontalmente o ruota rigidamente. Tale meccanismo è tipicamente indicato come meccanismo di palo corto. Viceversa, nel caso di pali lunghi e rigidezza limitata il collasso si verifica con la formazione di una sola cerniera plastica ovvero di due cerniere se la rotazione della sezione di sommità del palo è impedita. Tale meccanismo è tipicamente indicato come meccanismo di palo lungo. Si verifica la rotazione del palo ovvero la traslazione orizzontale della sezione di sommità e la rotazione del tratto compreso fra le due cerniere plastiche.

Di fatto si ipotizza, ancorché implicitamente, che al raggiungimento del collasso del sistema geotecnico, composto dall'insieme del singolo palo e del terreno circostante, si attinga contemporaneamente il collasso della sezione strutturale resistente del palo ed il collasso del terreno intorno al palo. Fa eccezione, ovviamente, il caso in cui il palo può essere assimilato, rispetto al terreno, ad un mezzo infinitamente rigido; in tal caso, come indicato in precedenza, si registra il movimento relativo palo-terreno. Nella realtà questa condizione estrema può presentarsi nel caso di pozzi dotati di elevata resistenza strutturale eseguiti attraverso coltri di terreni in frana, che possono mobilitare resistenze al taglio alquanto ridotte.

Nell'ambito del progetto in esame i pali sono sempre collegati in testa ad una platea di fondazione, quindi

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

la rotazione della sezione di sommità risulta impedita. Inoltre, per la lunghezza delle palificate e per le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, la condizione limite è sempre governata dal meccanismo di palo lungo.

Nel caso delle analisi in condizioni drenate, si è fatto riferimento ai parametri geotecnici espressi in termini di tensioni efficaci; quindi l'angolo di resistenza al taglio efficace (ϕ'), il peso dell'unità di volume (γ) in assenza di falda, il peso immerso ($\gamma' = \gamma - \gamma_w$) in presenza di falda. Nel caso di analisi in condizioni non drenate, si fa riferimento ai parametri geotecnici espressi in termini di tensioni totali; quindi il peso dell'unità di volume (γ) ed il parametro coesione non drenata (c_u), resistenza al taglio in tensioni totali.

Nel caso in cui sia presente un carico verticale distribuito sul piano di campagna, oppure il terreno sia stratificato, il calcolo è sviluppato utilizzando un valore fittizio del peso dell'unità di volume e valori medi dei parametri di resistenza a taglio.

Entrambi sono ricavati considerando un tratto di palo di lunghezza pari a 6 m. Infatti, sulla base dei risultati di diverse analisi al variare delle condizioni di carico e delle dimensioni del palo, è stato verificato che la cerniera plastica si localizza, nella generalità dei casi, a questa profondità rispetto alla testa palo.

In particolare il valore fittizio del peso dell'unità di volume è ricavato in modo tale che la tensione verticale alla profondità di 6 m sotto la testa del palo (maggiore rispetto alla profondità sotto il piano di campagna) sia pari a quella che si calcola in realtà alla medesima quota (6 m da testa).

12.6 Fondazioni profonde su palificate

Il dimensionamento delle palificate di fondazione nei riguardi del collasso è stato eseguito applicando il criterio dei "Domini di resistenza delle fondazioni su plai" (Di Laora et al. 2018; Mandolini A. 2020).

Con tale criterio si assume che la condizione di collasso della palificata si raggiunga allorché ciascun palo del gruppo attinga la resistenza a compressione o la resistenza a trazione, in dipendenza delle condizioni di carico (compressione o trazione), come risultano dalla distribuzione delle azioni esterne.

I valori della resistenza a compressione e della resistenza a trazione (valori di progetto) sono ricavati applicando i coefficienti di sicurezza di normativa ai corrispondenti valori di calcolo. Pertanto, questi ultimi sono ridotti per effetto dell'applicazione dei fattori di correlazione e dei fattori di sicurezza, che riducono i valori di resistenza alla base (γ_b) e laterale (γ_s). I fattori di correlazione variano in dipendenza del grado di approfondimento delle conoscenze sulla costituzione del sottosuolo, di fatto sul volume significativo della palificata; pertanto solo legati al numero di verticali di indagini.

Il peso proprio del palo, al netto della sottospinta idraulica, è stato aggiunto alle azioni assiali verso il basso ed incrementato mediante il coefficiente di sicurezza, pari ad 1.3. In nessun caso sono risultate dimensionanti le azioni esterne verso l'alto.

Per la scelta del coefficiente di influenza, con il quale si tiene conto, seppure in maniera semplificata, della interazione palo-terreno-palo si è tenuto conto della geometria della fondazione.

In particolare, per gruppi di pali composti soltanto da due file è stato scelto un valore unitario coefficiente di influenza. Tale situazione si presenta, tipicamente, per le fondazioni dei muri di linea. Questa scelta si ritiene giustificata poiché si trascura l'incremento di resistenza del sistema palo-terreno dal lato del rilevato; infatti, la presenza del manufatto di terra induce un aumento dello stato di sforzo che ha effetti benefici nei riguardi della resistenza a compressione.

Per fondazioni composte da più di 2 file di pali, il coefficiente di influenza è stato posto pari a 0.8.

Nel caso delle fondazioni composte da 2 o più file di pali soggette ad azioni orizzontali, il coefficiente

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

di influenza è stato assunto pari a 0.8.

Nel caso delle fondazioni composte da 1 sola fila di pali, quali ad esempio i cordoli, laddove i pali sono affiancati secondo una direzione perpendicolare alla forza orizzontale, il coefficiente di influenza (η) è stato calcolato mediante la relazione proposta da Ochoa & O'Neill (1989):

$$\eta = 0.64 \left(\frac{i}{D} \right)^{0.34} \quad \text{per } \left(\frac{i}{D} \right) \leq 3.75$$

In altri casi, come proposto dagli stessi autori, si è posto:

per il palo frontale

$$\eta = 0.64 \left(\frac{i}{D} \right)^{0.34} \quad \text{per } \left(\frac{i}{D} \right) \leq 4.00$$

per il palo posteriore:

$$\eta = 0.48 \left(\frac{i}{D} \right)^{0.38} \quad \text{per } \left(\frac{i}{D} \right) \leq 7.00$$

Per interassi maggiori di quelli indicati in precedenza si considera nulla l'interazione ($\eta = 1.0$).

12.7 Fondazioni profonde su diaframmi – Isolati o in linea

La resistenza nei riguardi delle azioni assiali e trasversali dei diaframmi di fondazione, singoli o contigui, quindi disposti secondo un allineamento e collegati in corrispondenza della faccia più piccola, come si verifica in corrispondenza della GA01, è stata determinata applicando i medesimi criteri e procedimenti descritti in precedenza (12.4 e 12.5) per il caso delle fondazioni su pali di grande diametro (palo singolo). In pratica si fa riferimento all'Approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3 dei coefficienti di sicurezza parziali.

Di conseguenza, si procede riducendo il valore di calcolo della resistenza a compressione del singolo pannello ($R_{c,calc}$) mediante il coefficiente di correlazione (ξ); inoltre si riducono la resistenza alla base del pannello e quella lungo la superficie laterale palo mediante i coefficienti di sicurezza γ_b e γ_s . Analogamente al caso dei pali trivellati, questi coefficienti sono pari a $\gamma_b = 1.35$ e $\gamma_s = 1.15$.

Restano invariati, pertanto, i criteri e metodi per calcolare la resistenza laterale al contatto fra i terreni di fondazione e le pareti, esterna ed interna, o Nord e Sud, oppure Est ed Ovest, dei diaframmi. Tali criteri sono applicati indipendentemente dalle condizioni di drenaggio, quindi sia nel caso di analisi eseguite utilizzando i parametri geotecnici espressi in termini di tensioni efficaci sia nel caso si ricorra ai parametri espressi in termini di tensioni totali.

Inoltre, nel caso in cui i diaframmi siano immorsati nei terreni a grana grossa, ghiaia sabbiosa o con sabbia, si utilizza il medesimo criterio di calcolo (Wright S. J., & Reese L. C., 1979) per determinare il valore limite della resistenza unitaria alla base (12.4.3).

L'unica differenza riguarda il calcolo della resistenza limite unitaria alla base p_{lim} nel caso di diaframma, o fila di diaframmi, con base immorsata nei terreni fini, limi e argille a tratti sabbiosi. In questo caso, infatti, il valore di p_{lim} è stato determinato ponendo ancora $p_{lim} = (N_c) (c_{u,k}) + \sigma_v$ ma fissando un diverso valore del coefficiente del carico limite (N_c).

In particolare, tenuto conto della geometria del diaframma e della profondità rispetto al piano di campagna si è posto, cautelativamente, (N_c) = 6.5.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

12.8 Opere di sostegno flessibili

Il dimensionamento geotecnico delle opere di sostegno flessibili è sviluppato sulla base dei risultati di un'analisi di interazione fra il terreno e l'opera di contenimento.

Il calcolo delle spinte e delle sollecitazioni nelle sezioni strutturali dell'opera è eseguito utilizzando il codice di calcolo automatico PARATIE PLUS. Con tale codice l'analisi si sviluppa nell'ipotesi di stato piano di deformazione e sottosuolo stratificato orizzontalmente, applicando un procedimento iterativo per la ricerca della soluzione equilibrata e congruente.

A partire dalla condizione di spinta a riposo, definita considerando il piano di campagna alla medesima quota sia a monte che a valle dell'opera di sostegno, il calcolo procede ricercando le soluzioni equilibrate e congruenti che corrispondono a fasi intermedie di scavo. In pratica, con il progredire dello scavo si verificano spostamenti orizzontali dell'opera di sostegno, ai quali corrisponde la riduzione delle spinte a monte e l'incremento di quelle lato valle.

Per ogni fase di scavo l'entità degli spostamenti è funzione delle caratteristiche strutturali dell'opera di sostegno e delle caratteristiche di rigidità dei terreni. La risposta del terreno è descritta mediante il semplice modello con molle elasto-plastiche, quindi implementato rispetto all'originaria impostazione proposta da Winkler. La condizione di plasticizzazione delle molle corrisponde al raggiungimento di uno stato limite, minimo o massimo; il valore delle spinte è limitato, infatti, dalle due condizioni limite, quella di spinta attiva e quella di spinta passiva.

Quindi, per ogni fase cui corrisponda un livello dello scavo ovvero l'installazione di un vincolo, di un puntone o di un tirante, il procedimento di calcolo automatico ricerca la condizione di equilibrio del complesso terreno-struttura imponendo la congruenza degli spostamenti. In pratica, lo spostamento di ciascun punto dell'opera di sostegno deve essere il medesimo dello spostamento orizzontale della struttura nel punto, del terreno a tergo, del terreno a valle, del puntone e del tirante se presenti. Questi ultimi, intervengono nel calcolo con le rispettive rigidità ripartite per unità di lunghezza nella direzione perpendicolare al piano del calcolo (schema 2D).

In tal modo si ricavano le sollecitazioni nell'opera e gli sforzi di compressione e trazione nei puntone e nei tiranti di ancoraggio.

La costante elastica delle molle, variabile in dipendenza delle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dall'opera, può essere definita a priori dall'utente ovvero determinata nell'ambito della procedura di calcolo automatico sulla base di un valore del modulo di elasticità longitudinale.

Per simulare il comportamento reale dei terreni, caratterizzato da una marcata non linearità ed in particolare da una differente risposta nella condizione di primo carico o carico vergine rispetto alla condizione di scarico e ricarico, si definiscono valori diversi delle costanti elastiche delle molle; in pratica si adottano due valori dei moduli di elasticità longitudinale, per distinguere la risposta in fase di primo carico (E_{CV}) da quella in fase di scarico o ricarico (E_{UR}).

L'opera di sostegno è assimilata ad una trave equivalente inflessa, avente sezione trasversale orizzontale di forma rettangolare. La dimensione trasversale di questa trave si determina uguagliando l'inerzia della struttura reale a quella della trave fittizia, tenendo conto, eventualmente, della maggior rigidità di elementi metallici mediante semplici procedimenti di omogeneizzazione.

In armonia con le prescrizioni di normativa (D.M. 2018), le verifiche di queste opere nei riguardi degli stati limite di esercizio (S.L.E.), sono state eseguite tenendo conto dell'esigenza di accertare che sia rispettata la condizione $E_d \leq C_d$ nella quale E_d "è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli S.L.E. specificate al §2.5.3" e C_d è "il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni".

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV. Pag 50 di 51

Per sviluppare tali verifiche si fa riferimento al valore dello spostamento orizzontale massimo $[(\delta_h)_{max}]$ che si ottiene a conclusione delle analisi di interazione fra il terreno e l'opera di contenimento.

In particolare, si assume, a vantaggio di sicurezza, che lo spostamento verticale massimo a tergo dell'opera sia pari a quello orizzontale massimo e che si manifesti in corrispondenza della verticale di scavo; di fatto si pone $[(\delta_v)_{max}] = [(\delta_h)_{max}]$. Cautelativamente, si ipotizza, inoltre, che tale spostamento massimo si attenui allontanandosi progressivamente dall'opera di sostegno, sino ad una distanza a tergo pari a $2H$, con H profondità dello scavo. A tale distanza si considera nullo l'effetto dello scavo sui cedimenti del piano di campagna a tergo.

Pertanto, il rapporto $\{[(\delta_v)_{max}] / 2H\} = \tan\beta$ può essere utilizzato per descrivere, con un margine di sicurezza, l'andamento degli abbassamenti a tergo dell'opera per effetto dello scavo e per stimare, in pratica, l'entità del cedimento differenziale tra due punti.

Tale procedimento semplificato è stato applicato per ricavare il difetto di livello trasversale tra le rotaie della linea storica ed anche per valutare gli effetti dello scavo e del comportamento delle opere di sostegno sugli edifici più vicini.

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-RH-GE00-00-002- A01.docx	REV.

APPENDICI

Appendice 1: Analisi dei risultati delle indagini comprese nei singoli ambiti distinti con riferimento al Quadro Geologico Generale;

Appendice 2: Modello geotecnico del sottosuolo relativi a singole opere.

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01		Pag 00.A

APPENDICE 1

Analisi dei risultati delle indagini comprese nei singoli ambiti distinti con riferimento al Quadro Geologico Generale

INDICE

- 1 Indagini di riferimento
- 2 Risultati delle prove di laboratorio
 - 2.1 Composizione granulometrica
 - 2.2 Proprietà fisiche
 - 2.3 Risultati delle prove di resistenza in cella triassiale e in scatola di taglio diretto, e risultati delle prove di compressione edometrica
- 3 Risultati prove in sito
 - 3.1 Terreni A e B - permeabilità da prova LeFranc e da prova edometrica
 - 3.2 Risultati di prove di dissipazione lungo le verticali CPTU
 - 3.3 Prove penetrometriche statiche con misura delle pressioni interstiziali, CPTU, e dinamiche, SCPTU
 - 3.4 Prove penetrometriche dinamiche in foro SPT
- 4 Valori di Vs da prove SCPTU, Down Hole e CPTU

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01	REV.	Pag 00.A

PREMESSA

La presente appendice si compone di n.3 allegati.

Negli allegati si riportano i risultati delle prove di laboratorio e delle prove in sito eseguite durante la campagna di indagine 2015 (definita per la redazione del Progetto Preliminare) e durante la campagna di indagini 2021-2022 a supporto della redazione del Progetto Definitivo.

Ciascun allegato è relativo ad un singolo ambito, laddove con tale termine si indica una porzione del sottosuolo che può essere rappresentata ricorrendo al medesimo modello geologico, come esposto nel Capitolo 3, dedicato al Quadro Geologico di Sintesi, della Relazione Geotecnica Generale.

Nel seguito, le informazioni ed i dati che sono stati acquisiti per ciascun ambito mediante le due campagne di indagini (PP del 2015 e PD del 2021), sono stati interpretati unitariamente e con riferimento ai modelli di comportamento meccanico utilizzati per sviluppare i calcoli a supporto della progettazione. A valle di questo processo di analisi ed interpretazione dei dati, sono stati ricavati i valori (con i rispettivi campi di variabilità) dei parametri geotecnici che intervengono in tali modelli; in ultimo, con l'atto di sintesi di questo processo di caratterizzazione geotecnica dei terreni che costituiscono il volume significativo, sono stati definiti i valori caratteristici di tali parametri geotecnici.

Come si riconosce dalle elaborazioni riportate di seguito, mediante l'analisi dei dati descritta in precedenza è stato possibile riconoscere, laddove significativa, la variabilità dei parametri geotecnici desunti dai risultati relativi alle due campagne di indagini con riferimento a porzioni del sottosuolo più ampie di quelle contenute nei modelli geotecnici di sottosuolo relativi a singole opere ovvero a tratti di linea di limitata lunghezza (vedi Appendice 2).

Tale processo di interpretazione può essere riguardato, pertanto, come una preliminare base di lavoro per la successiva fase di ricostruzione dei singoli modelli geotecnici di sottosuolo



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

AMBITO 1 in corrispondenza dell'opera SL04

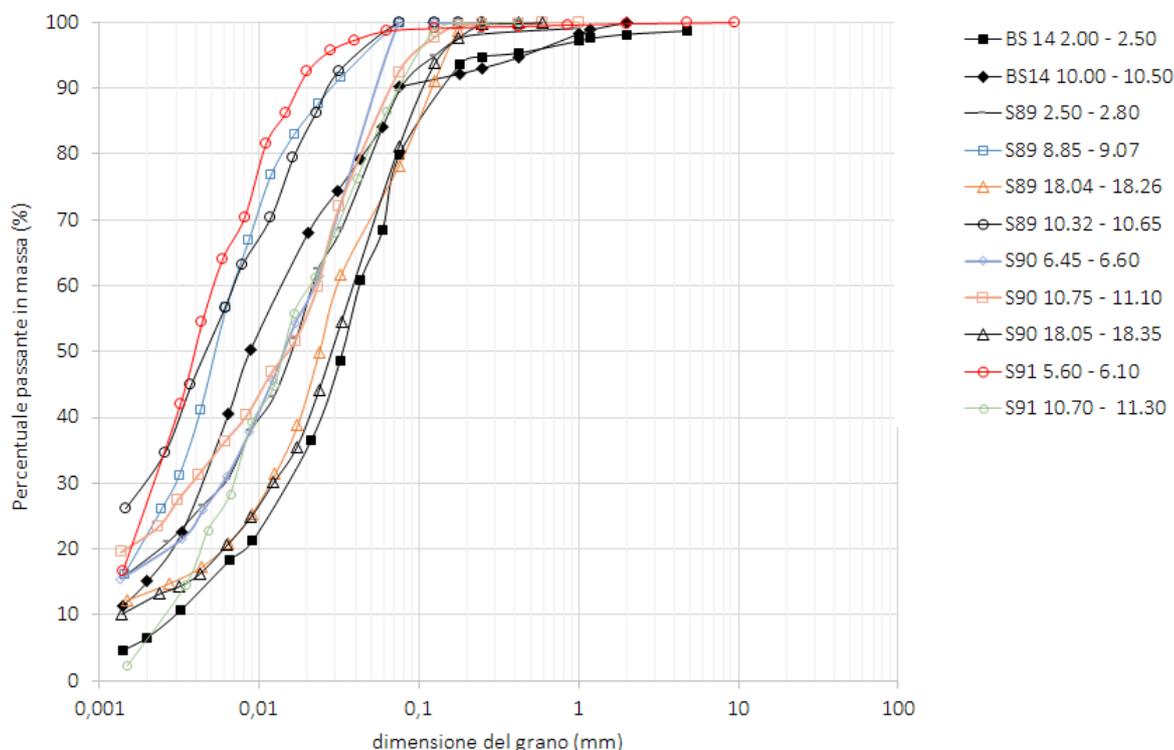
1 Indagini di riferimento

Campagna indagini 2015: sondaggi S88, S89, S90, S91 e prove penetrometriche CPTU107, CPTU108

Campagna indagini 2021: sondaggio BS14 e prova penetrometrica CPTU12

2 Risultati delle prove di laboratorio

2.1 Composizione granulometrica



Curve granulometriche dei campioni di terreni A (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



IRICAV2

ATI bonifica

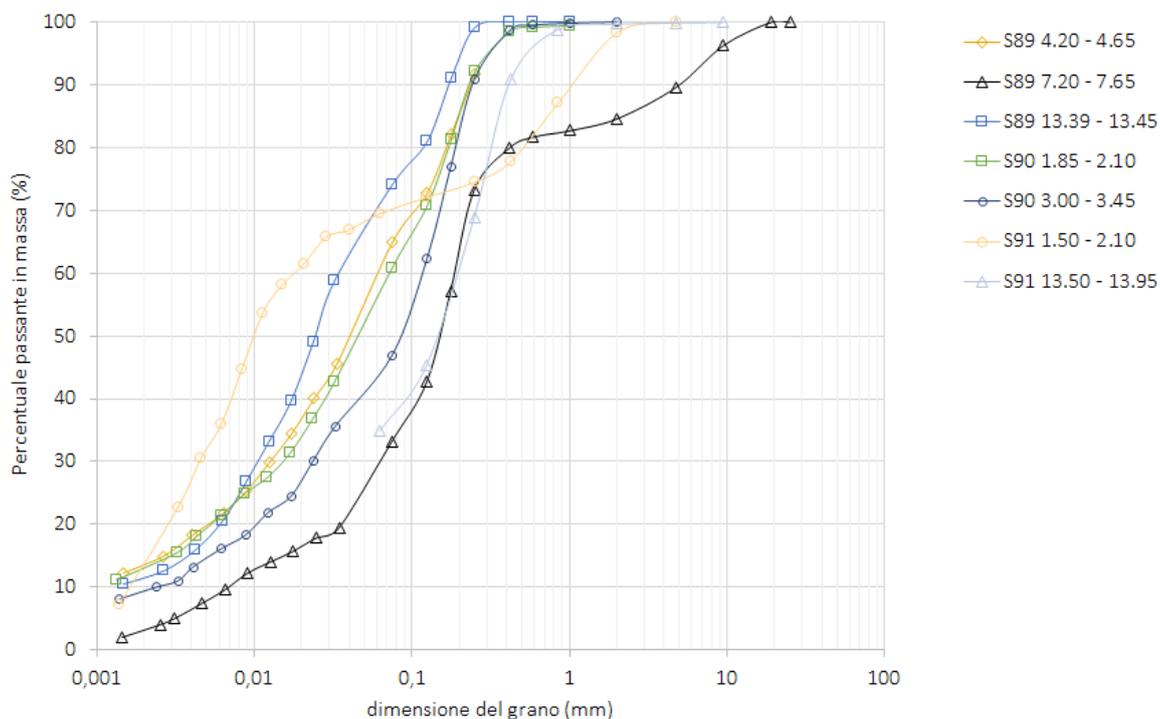
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

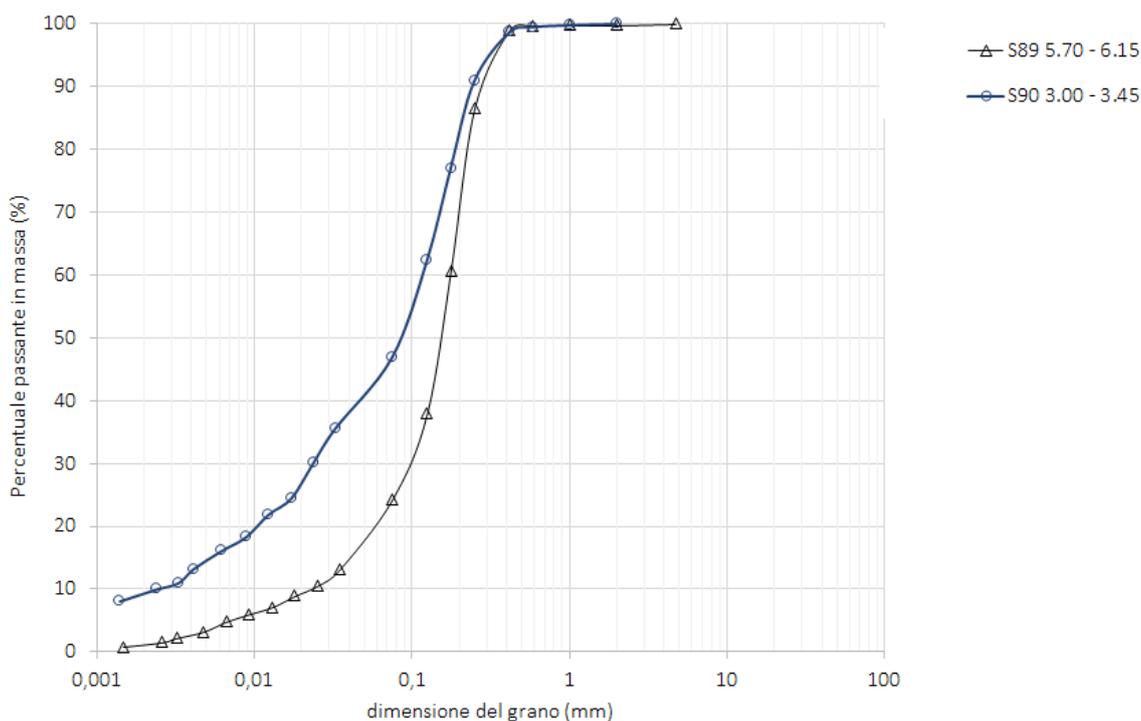
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Curve granulometriche dei campioni di terreni B (indagini 2015).



Curve granulometriche dei campioni di terreni C (indagini 2015).



IRICAV2

ATI bonifica

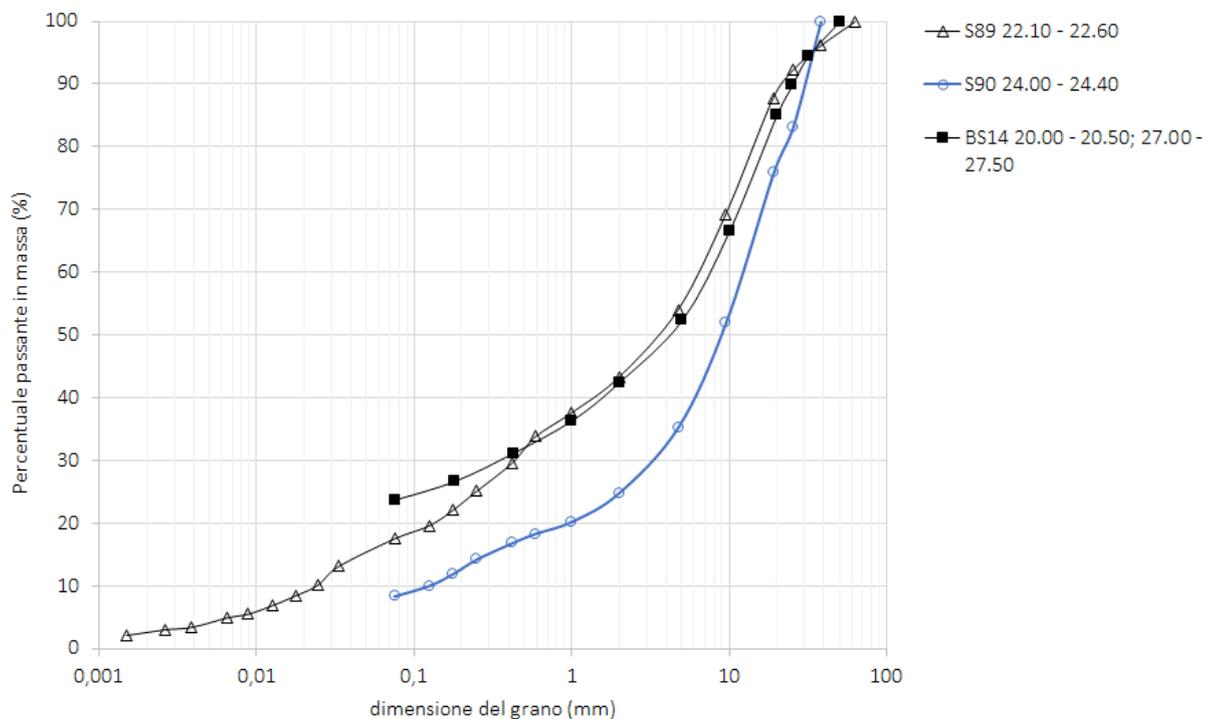
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Curve granulometriche dei campioni di terreni D (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

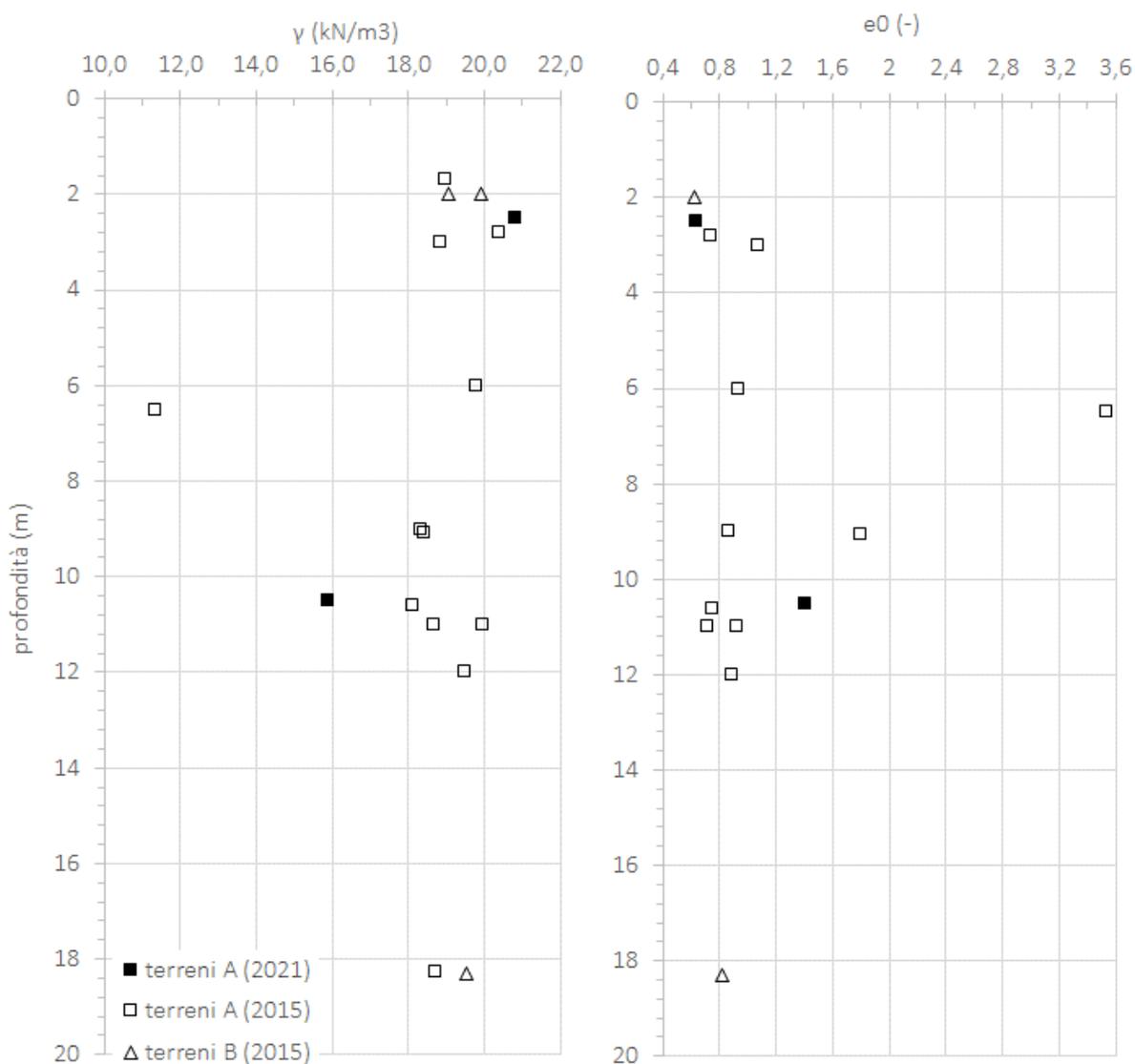
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

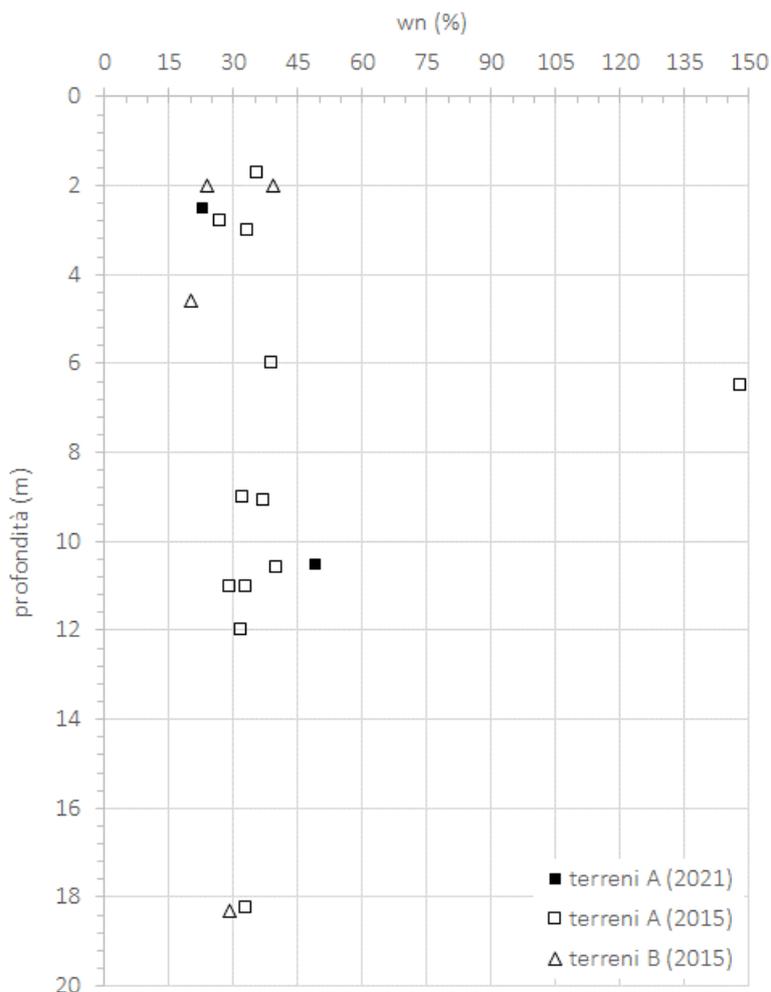
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

2.2 Proprietà fisiche



Peso dell'unità di volume ed Indice dei vuoti dei campioni prelevati indisturbati per i terreni A e B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



Contenuto d'acqua naturale, w_n , da campioni prelevati indisturbati di terreni A e dei terreni B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



IRICAV2

ATI bonifica

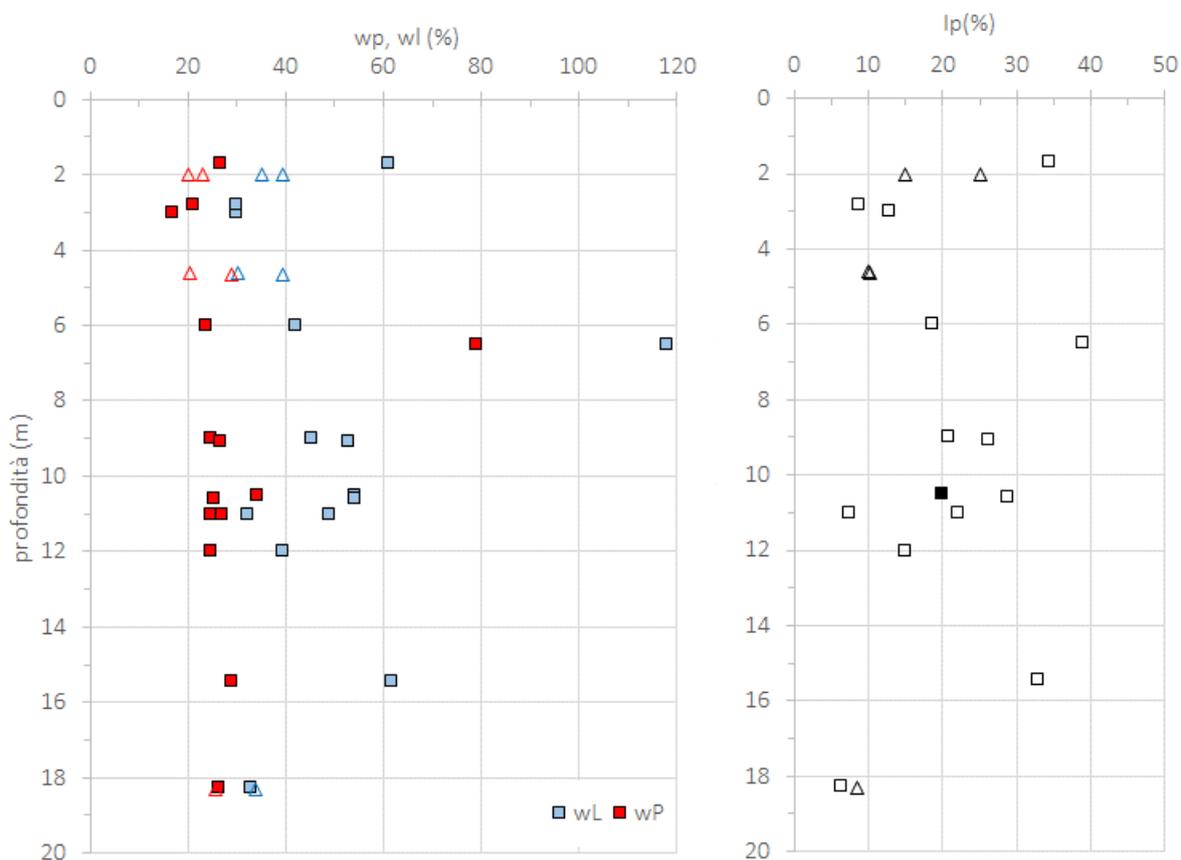
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

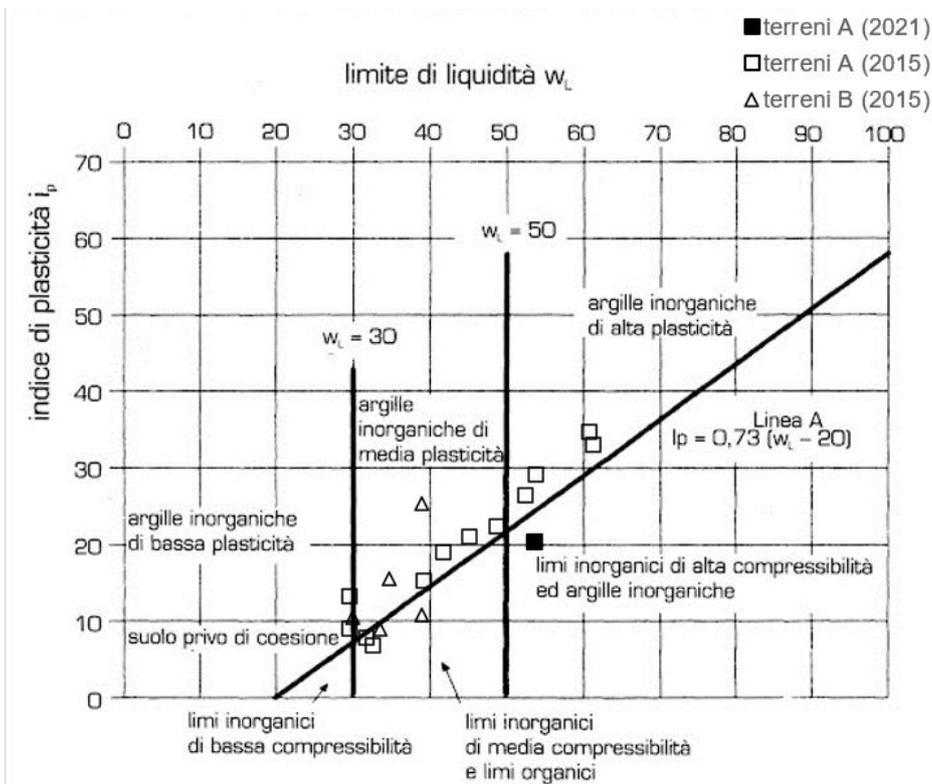
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



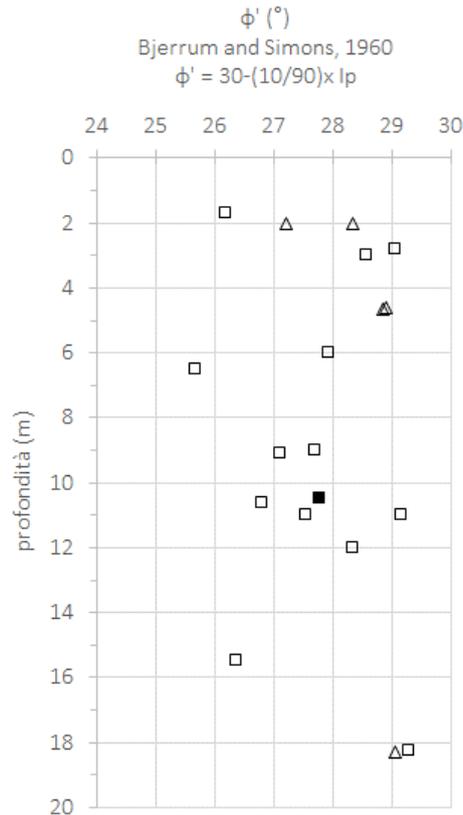
Contenuti d'acqua al limite di liquidità e di plasticità, wl e wp, e indice di plasticità, Ip, dei terreni A e dei terreni B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



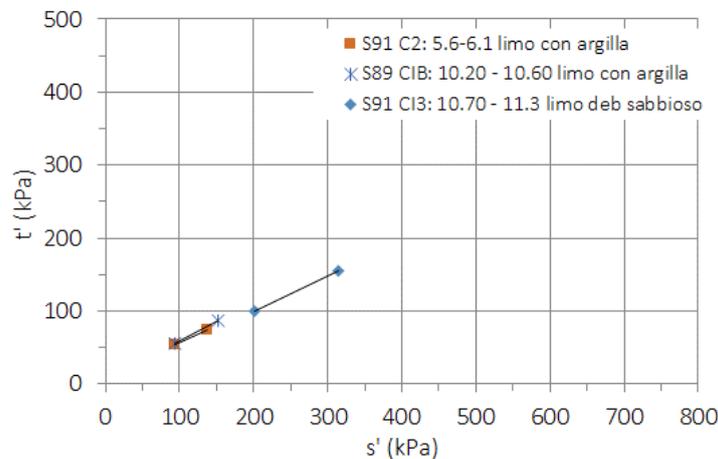
Carta di plasticità di Casagrande in cui sono riportati campioni di terreni A e terreni B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).

2.3 Risultati delle prove di resistenza in cella triassiale e in scatola di taglio diretto, e risultati delle prove di compressione edometrica.

2.3.1 Parametri in termini di tensioni efficaci



Angolo di resistenza a taglio ottenuto dal valore dell'indice di plasticità per terreni A (simbolo: quadrato) e terreni B (simboli: triangolo) (Bjerrum and Simons, 1960).



Risultati delle prove in cella triassiale eseguite su 3 campioni (6 provini complessivi) di terreni A, in termini di inviluppo di rottura nel piano (t' , s').



IRICAV2

ATI bonifica

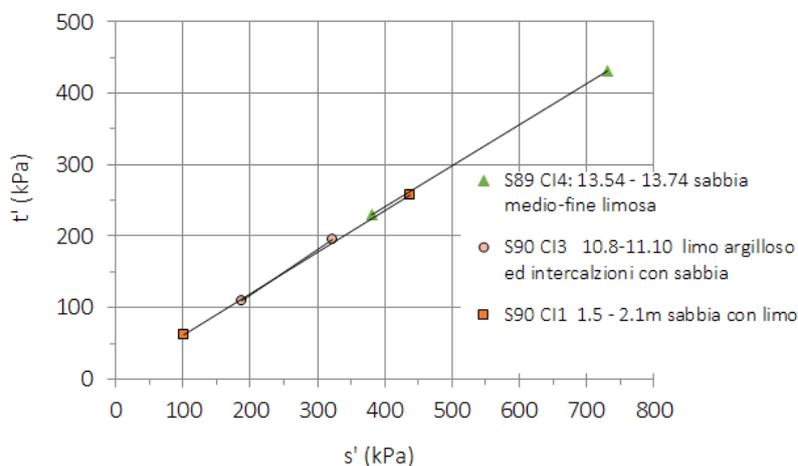
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Risultati delle prove in cella triassiale eseguite su 3 campioni (6 provini) di terreno C, in termini di involucro di rottura nel piano (t' , s').

Terreni A		
z (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)
6,0	12,0	27,5
10,4	6,0	32,5
11,0	0,0	29,5

Parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, c' e ϕ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito, ottenuti da prove in cella triassiale per i terreni A.

Terreni C		
z (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)
2,0	5,0	35,5
11,0	0,0	37,0
13,7	15,5	35,0

Parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, c' e ϕ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito, ottenuti da prove in cella triassiale per i terreni C.



IRICAV2

ATI bonifica

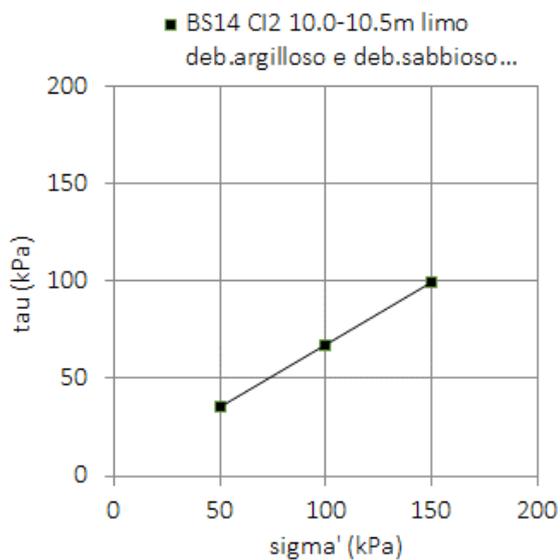
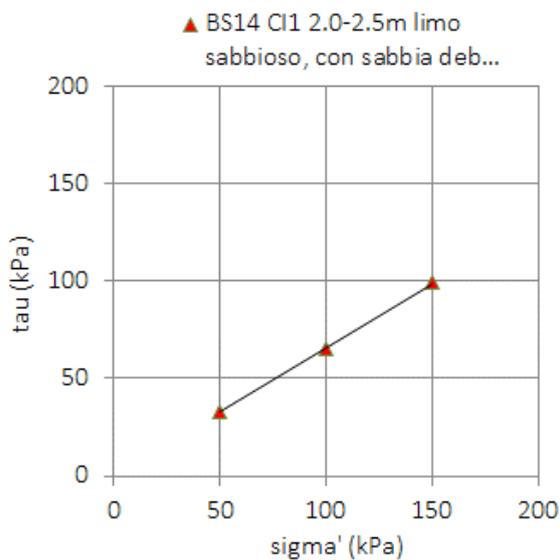
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Risultati delle prove in scatola di taglio eseguite su 2 campioni (6 provini).

Terreni	z (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)
B	2,5	0,0	33,0
A	10,5	4,0	32,5

Risultati delle prove in scatola di taglio eseguite su 2 campioni in termini di parametri di resistenza efficaci c' e ϕ' calcolati per ciascun campione.



IRICAV2

ATI bonifica

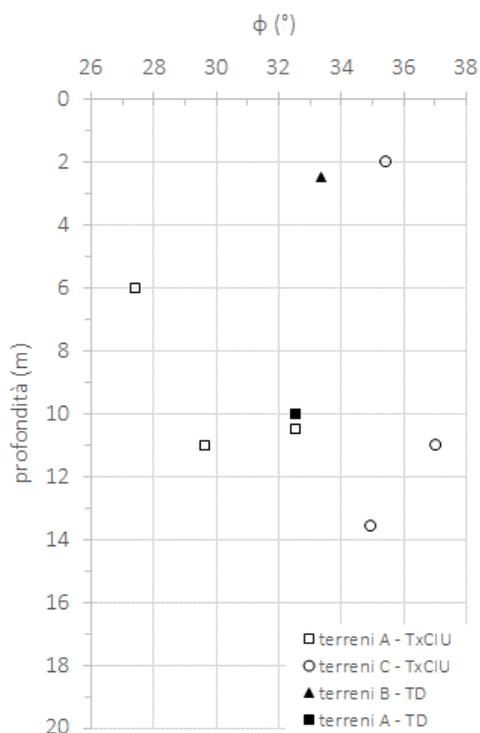
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

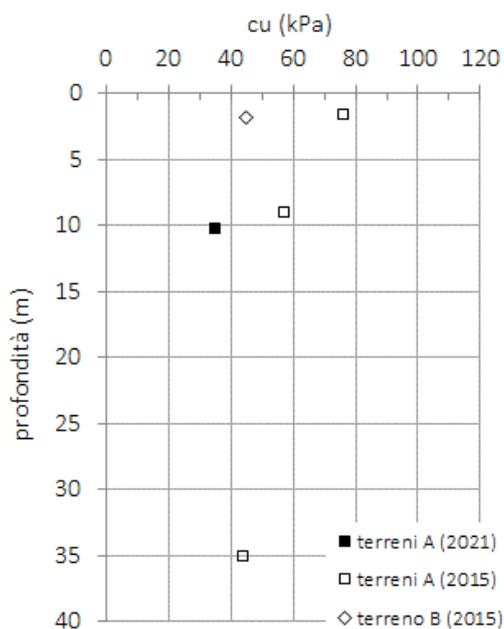
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' , ottenuto da prove triassiale consolidata non drenata e di taglio diretto, con la profondità (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).

2.3.2 Parametri in termini di tensioni totali



Parametri di resistenza al taglio non drenata per i terreni A ottenuti da prove in cella triassiale
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

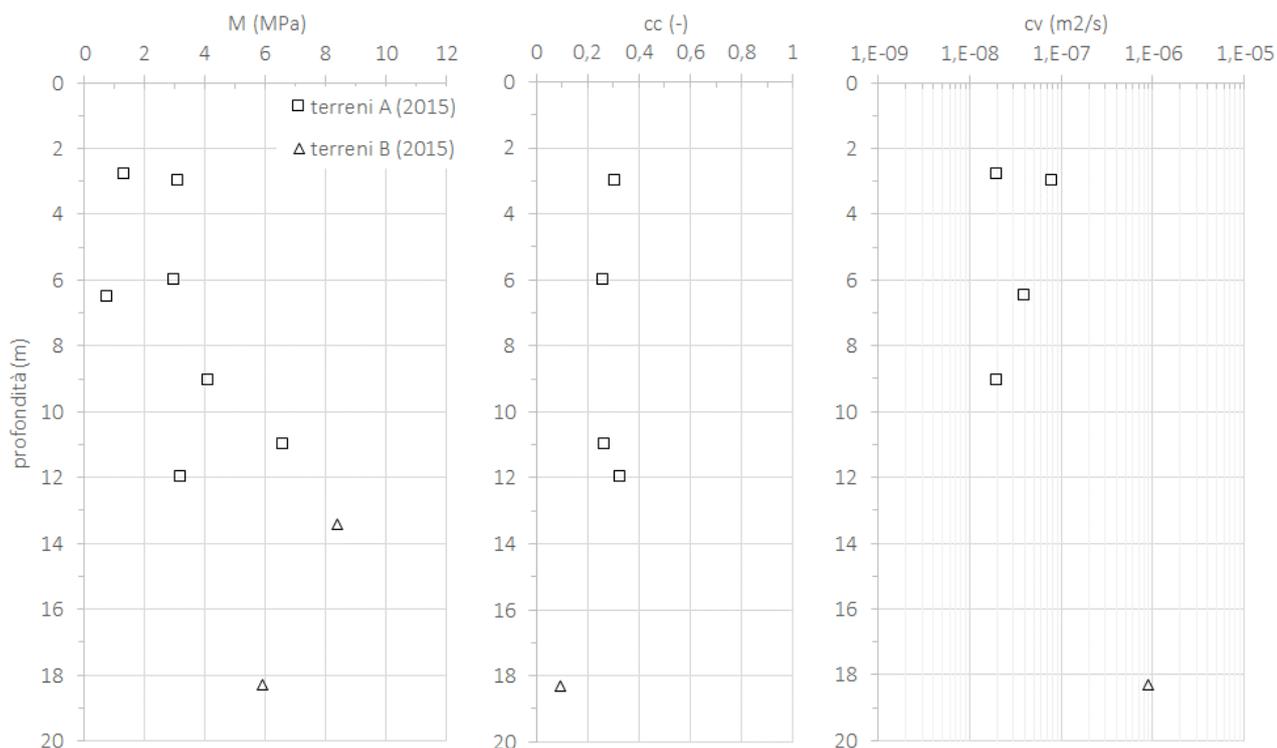
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

2.4 TERRENI A e B - Rigidezza e coefficiente di consolidazione da prova edometrica



M: modulo di compressione edometrica (dilatazione trasversale impedita); cv: coefficiente di consolidazione (m^2/s) relativo agli intervalli di pressione efficace $ov' = 200-400$ kPa

3 Risultati prove in sito

3.1 Terreni A e B - permeabilità da prova LeFranc e da prova edometrica

Non sono state eseguite prove di permeabilità in sito. Sono disponibili unicamente valori di permeabilità stimati da prova edometrica.



IRICAV2

ATI bonifica

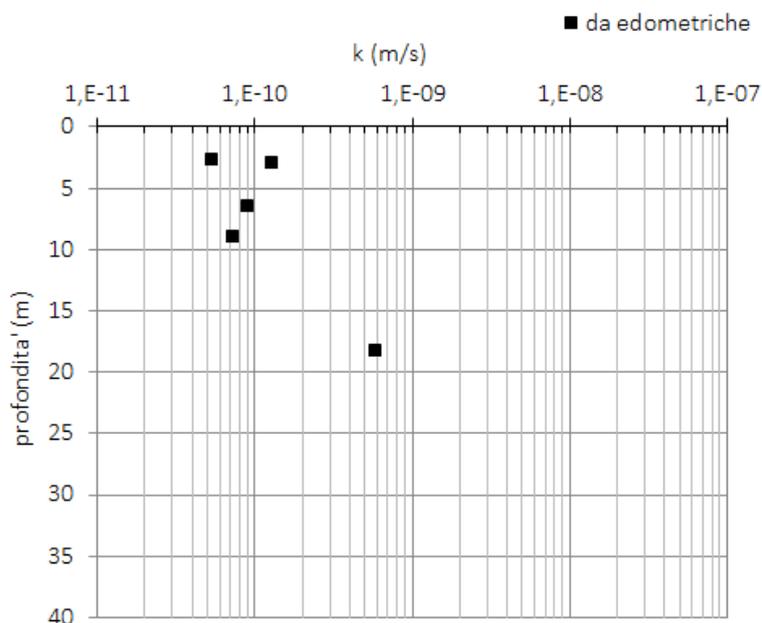
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

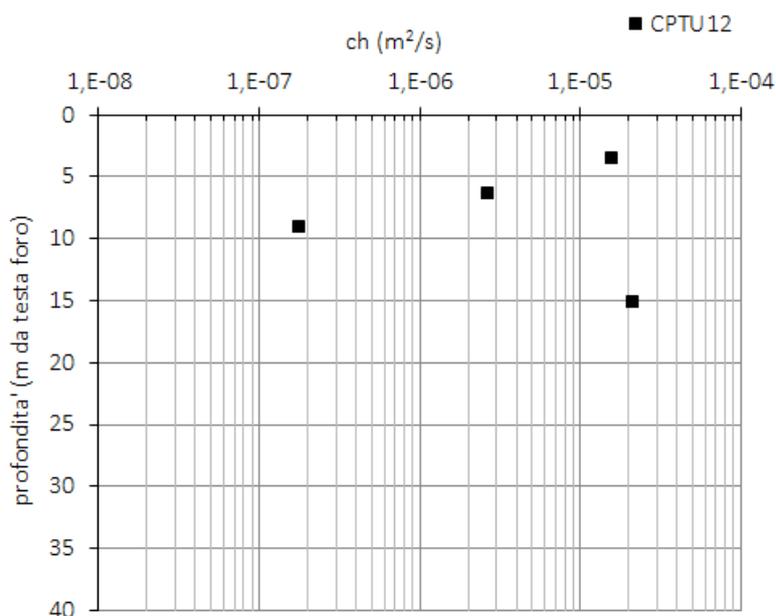
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



3.2 Risultati di prove di dissipazione lungo le verticali CPTU



Interpretazione delle prove di dissipazione durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica CPTU12: valori del coefficiente di consolidazione, ch (m^2/s)



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

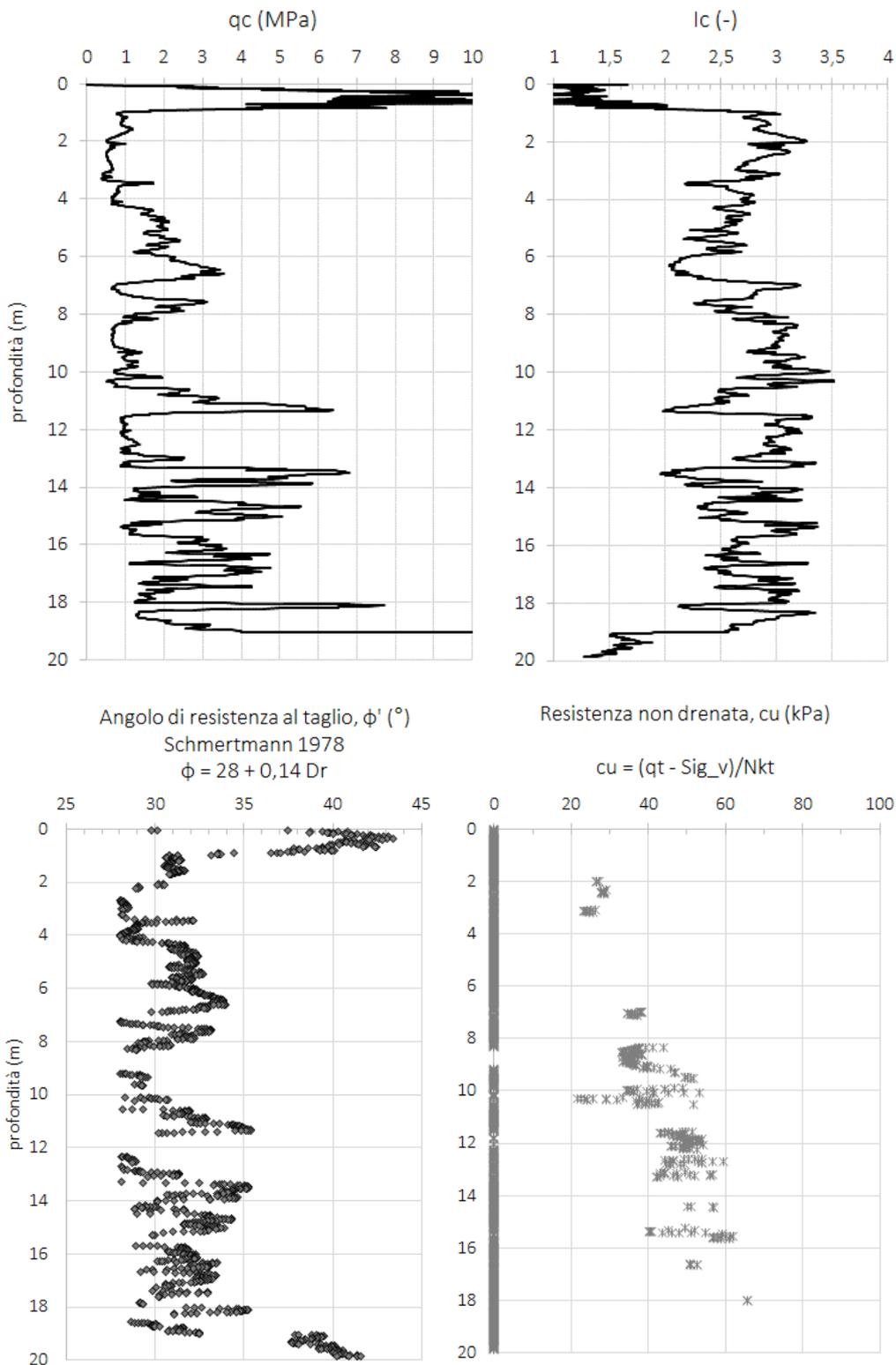
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

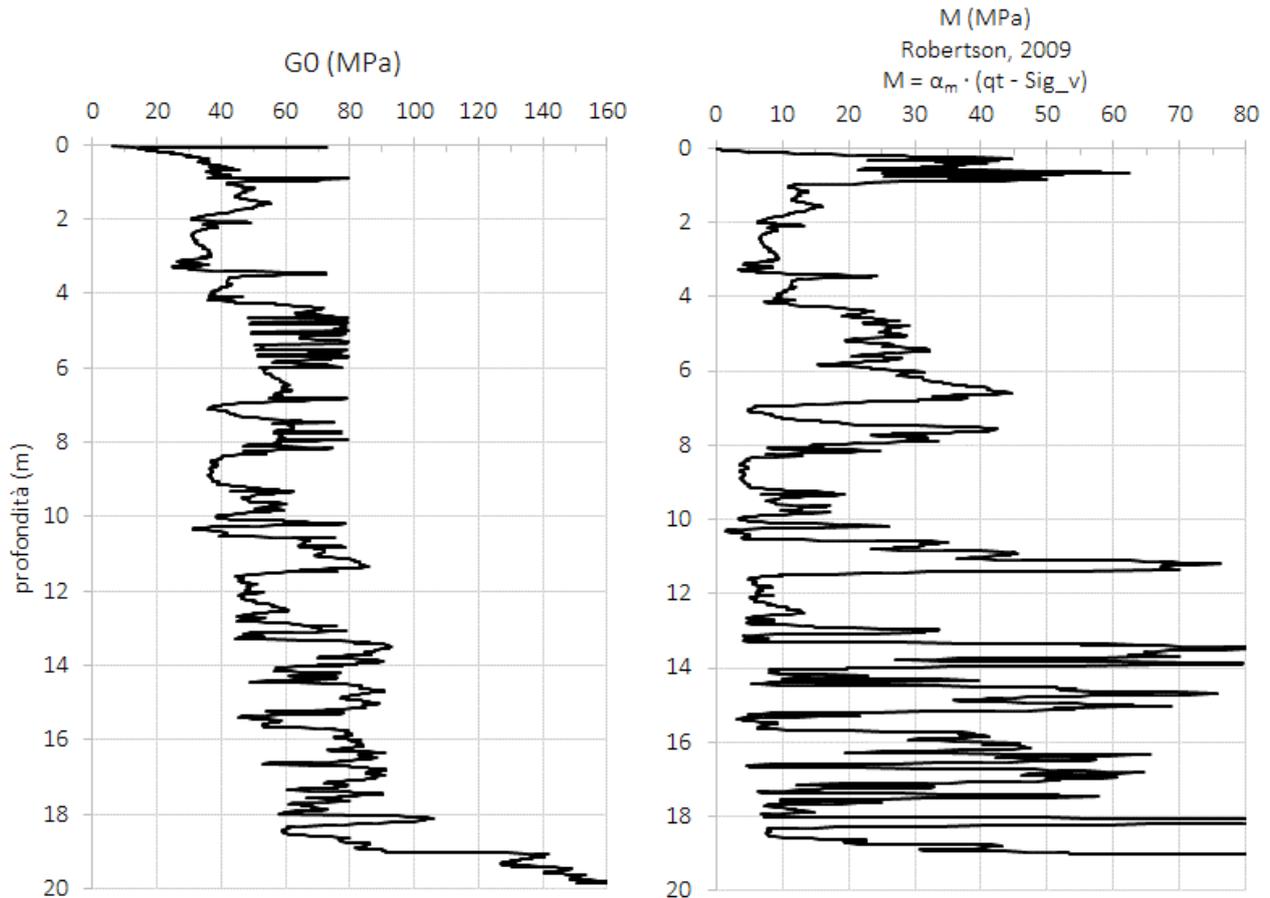
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

3.3 Prove penetrometriche statiche con misura delle pressioni interstiziali, CPTU, e dinamiche, SCPTU



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU107; Andamento dell'angolo di attrito, φ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



Stima della rigidità a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU107.



IRICAV2

ATI bonifica

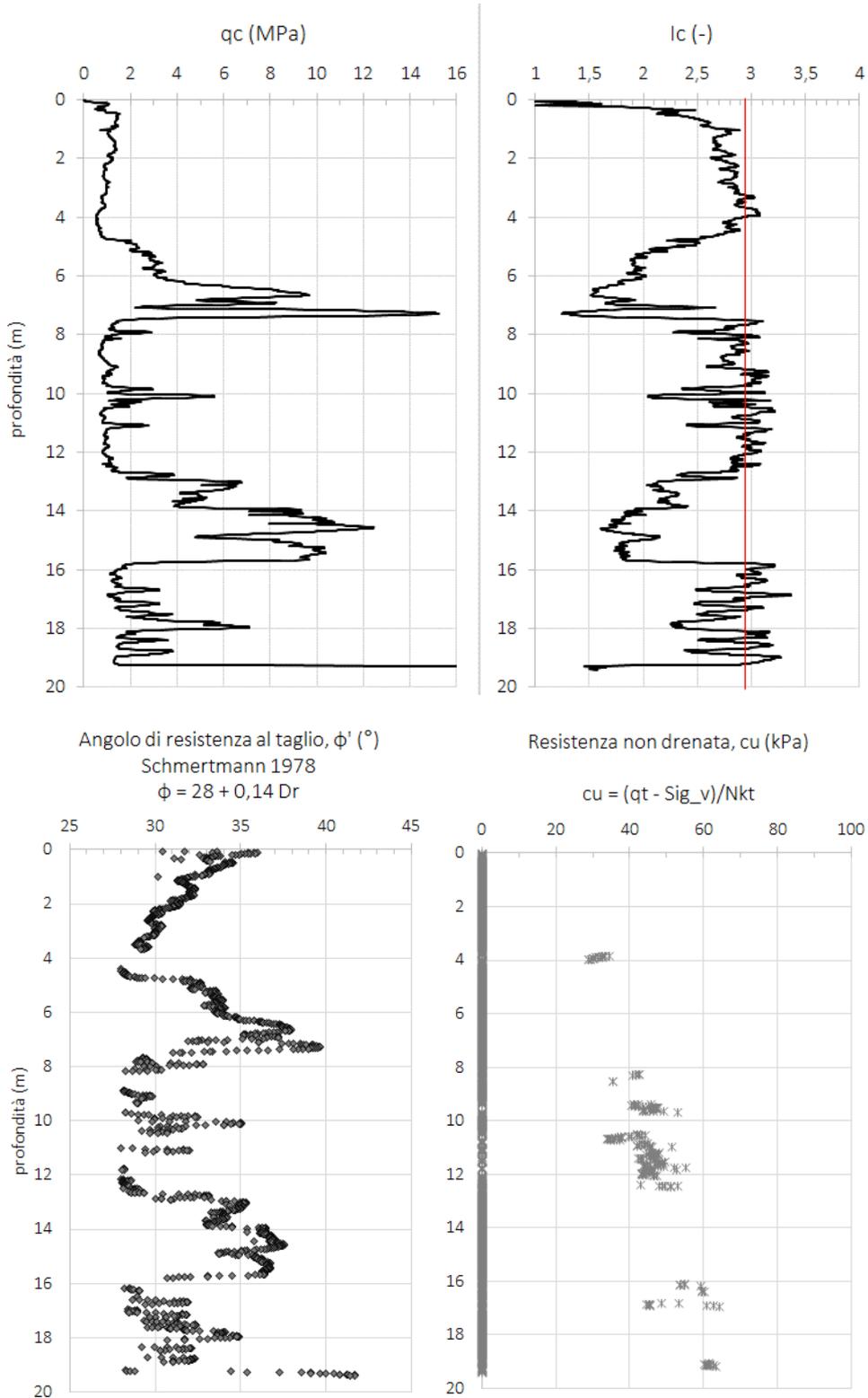
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

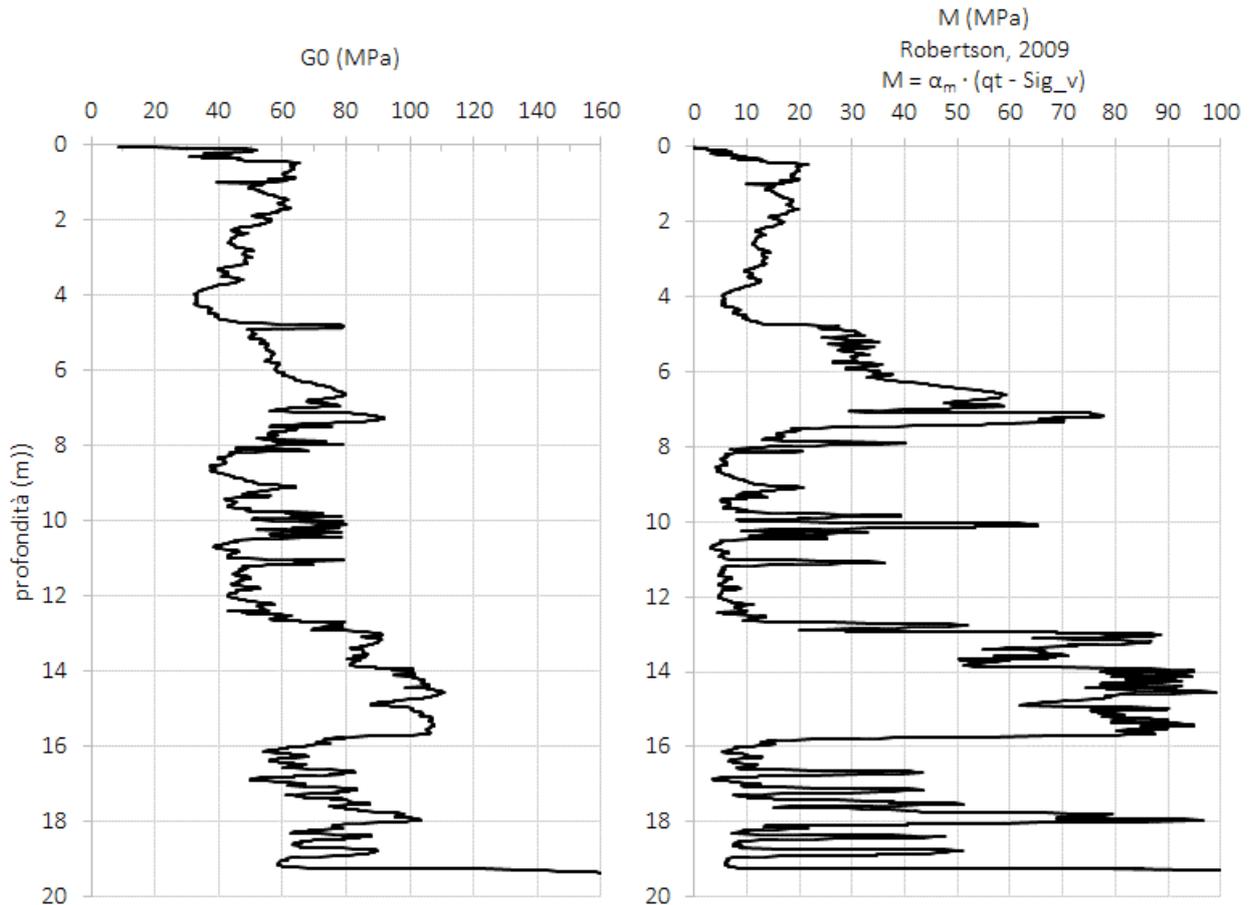
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU108; Andamento dell'angolo di attrito, φ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU108.



IRICAV2

ATI bonifica

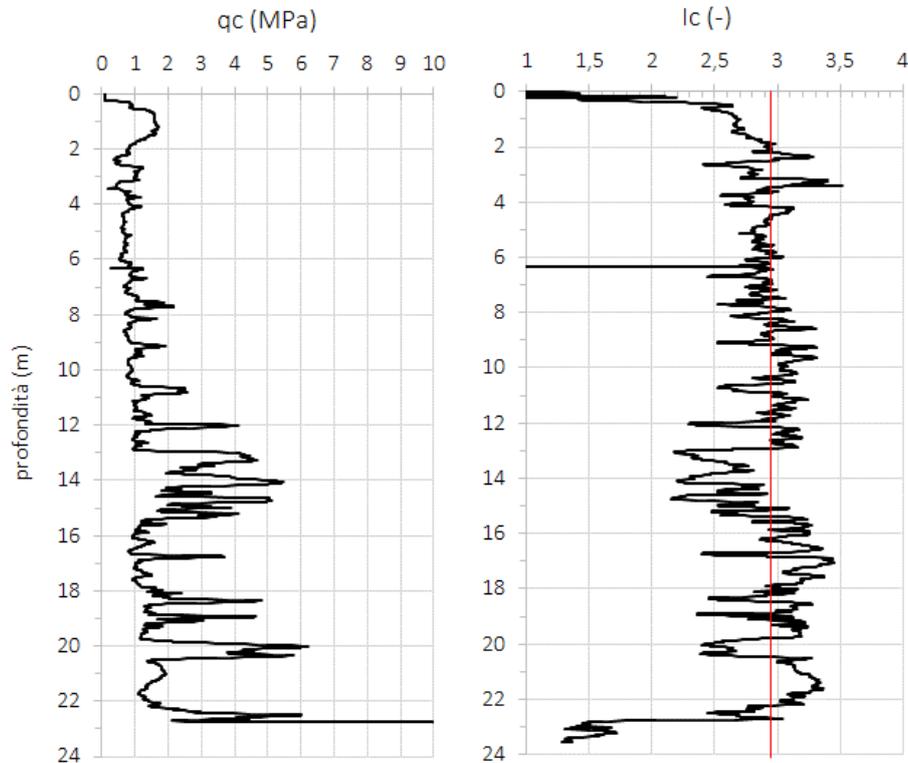
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

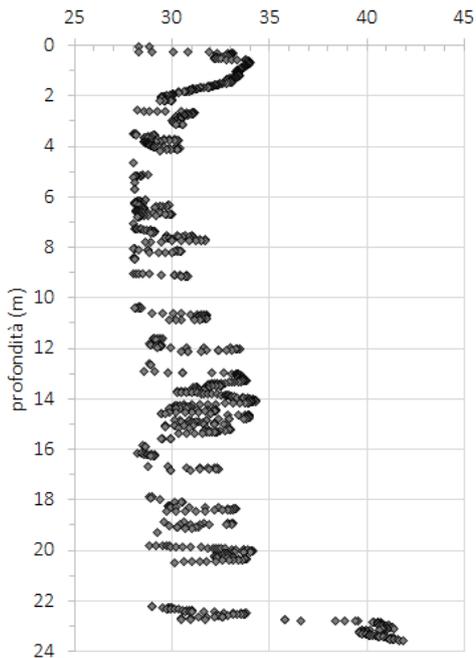
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

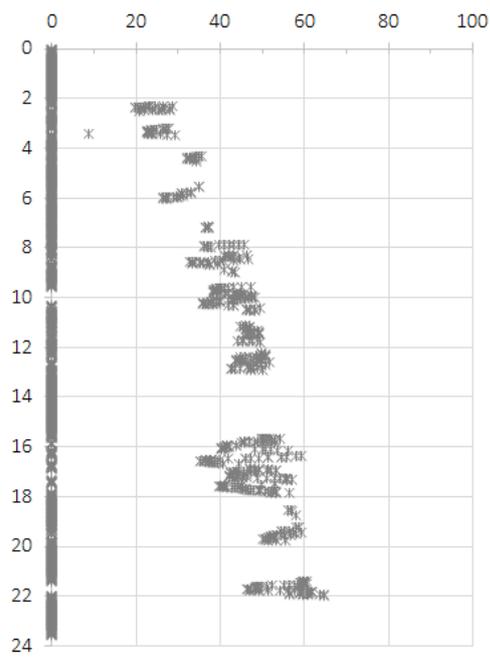


Angolo di resistenza al taglio, ϕ' (°)
Schmertmann 1978
 $\phi = 28 + 0,14 Dr$

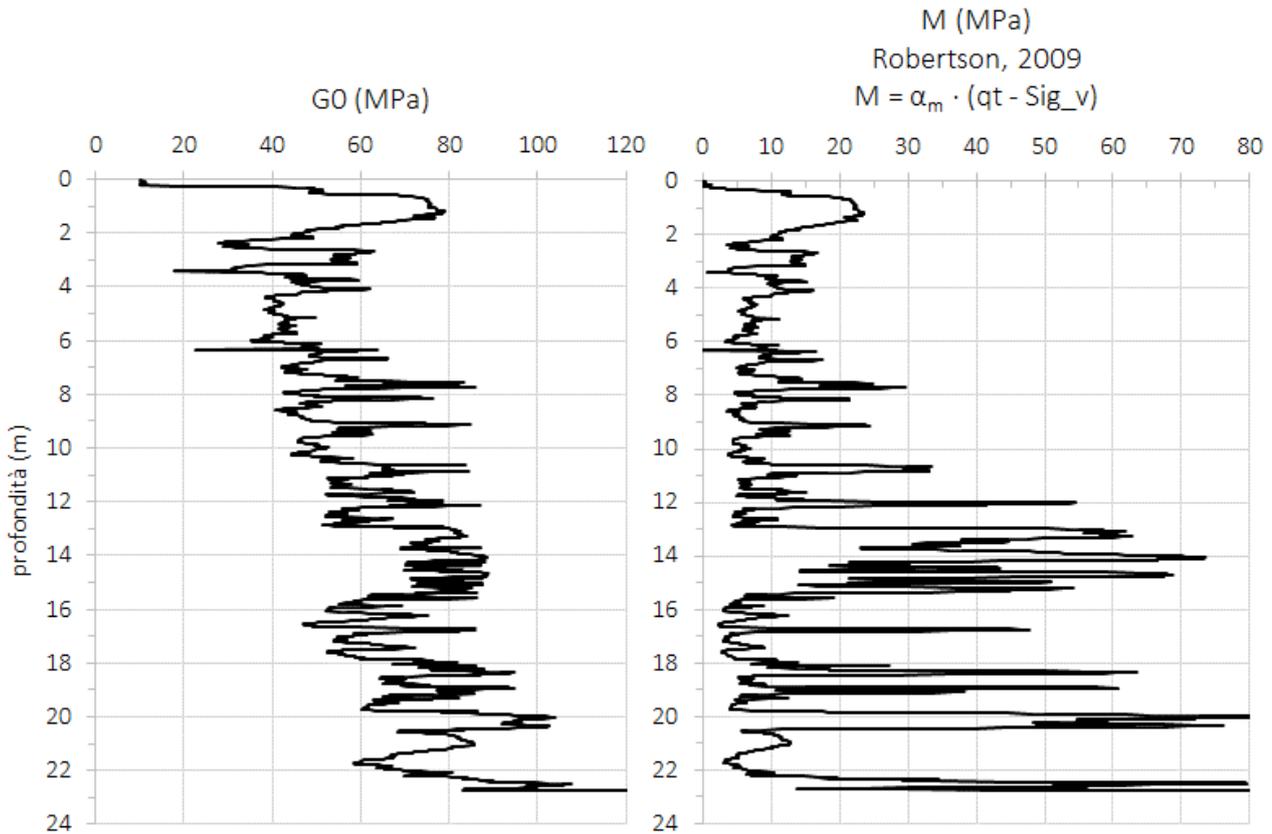


Resistenza non drenata, c_u (kPa)

$$c_u = (q_t - \text{Sig}_v) / N_{kt}$$



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU12; Andamento dell'angolo di attrito, φ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



Stima della rigidità a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU12.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

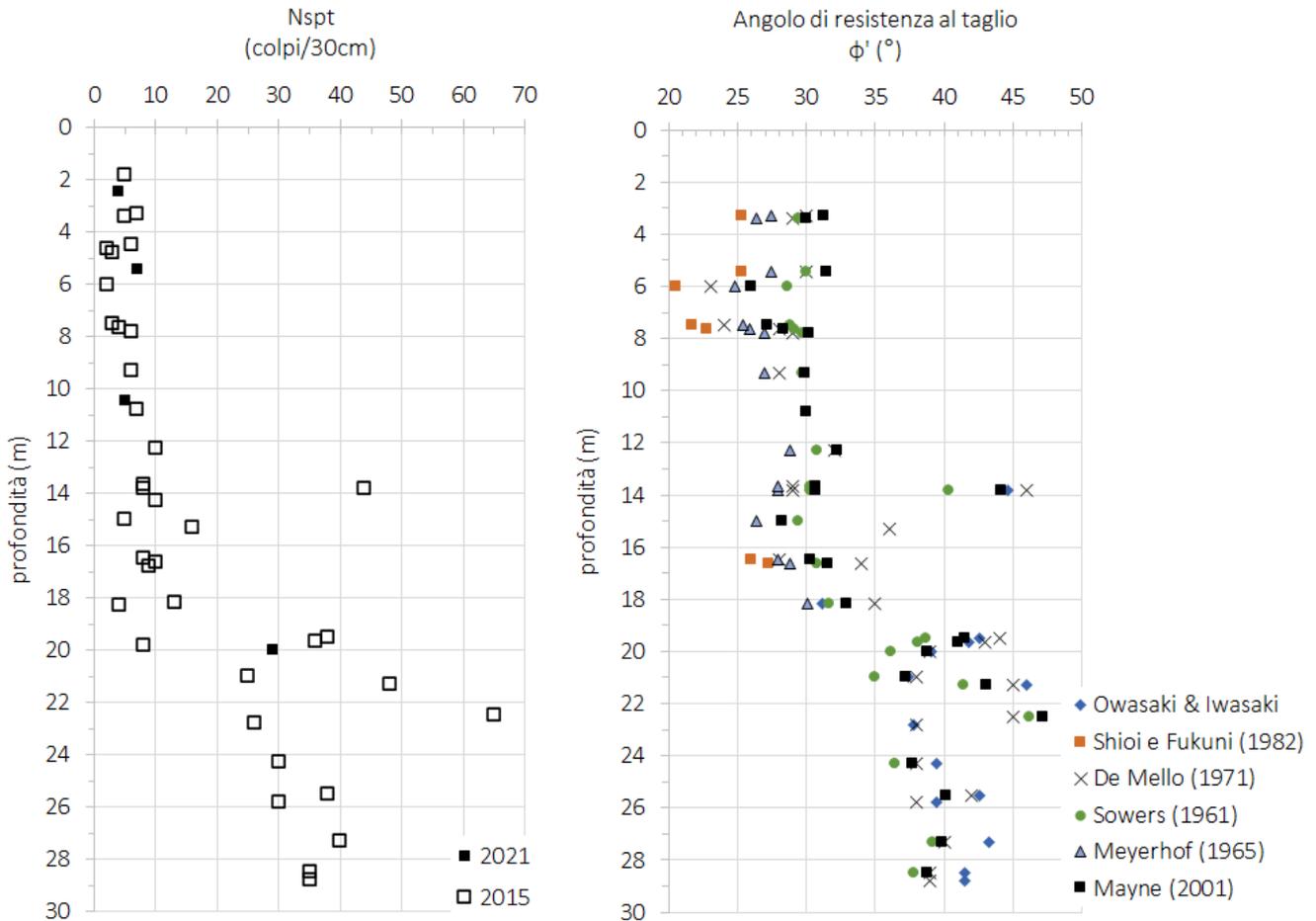
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

3.4 Prove penetrometriche dinamiche in foro SPT



Shioi e Fukuni - Japanese National Railway (1982)

$$\phi' = 0.3 \cdot N_{spt} + 27^\circ$$

Owasaki & Iwasaki

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

Per le sabbie fini e limose l'angolo di resistenza al taglio può essere valutato con la seguente correlazione:

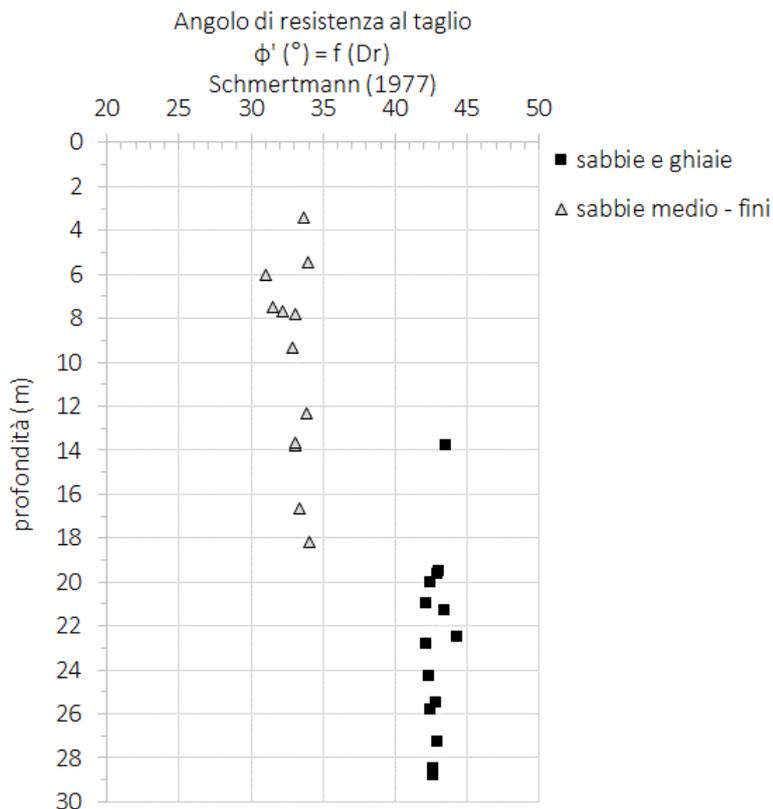
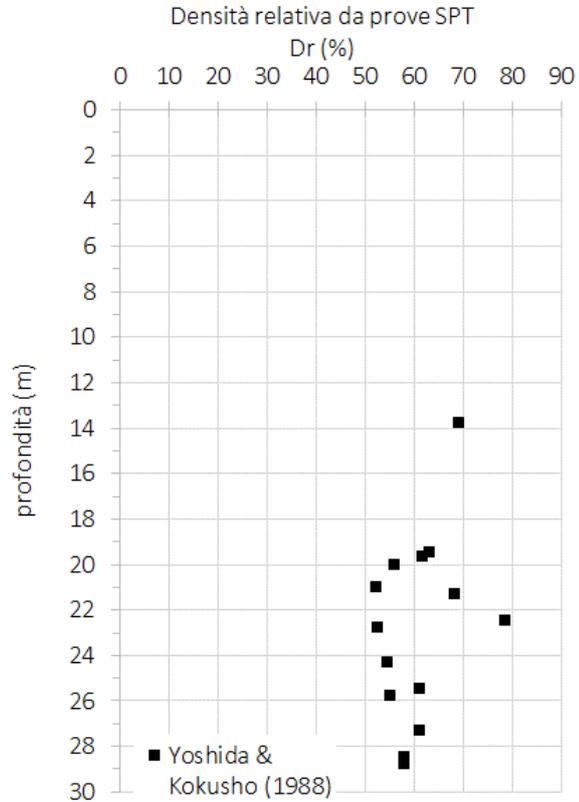
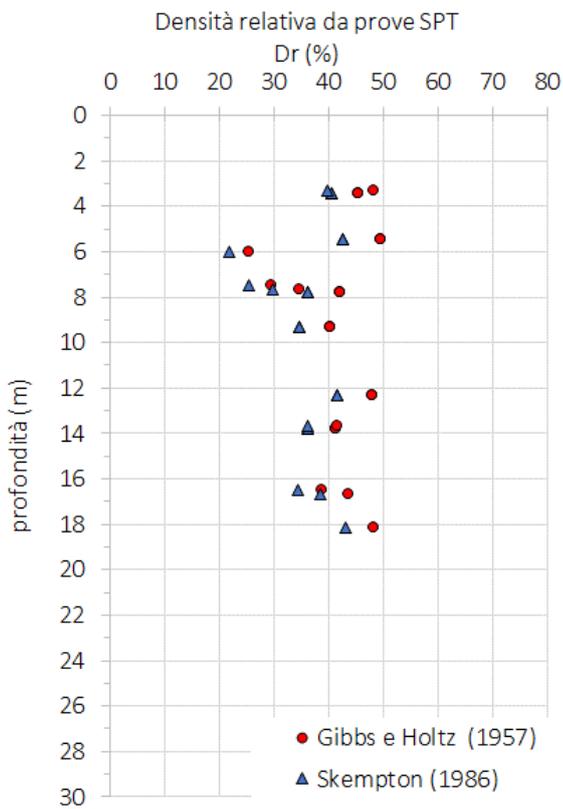
Shioi e Fukuni - Road Bridge Specification (1982)

$$\phi' = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15^\circ$$

Per le sabbie in genere sono valide le seguenti correlazioni.

Meyerhof (1965) $\phi' = 23.7 + 0.57N_{spt} - 0.006 N_{spt}^2$ (> 5%limo)

Sowers (1961) $\phi' = 0.28 N_{spt} + 28$



Schmertmann (1977)

$$\varphi' = \alpha + \beta \cdot D_r$$

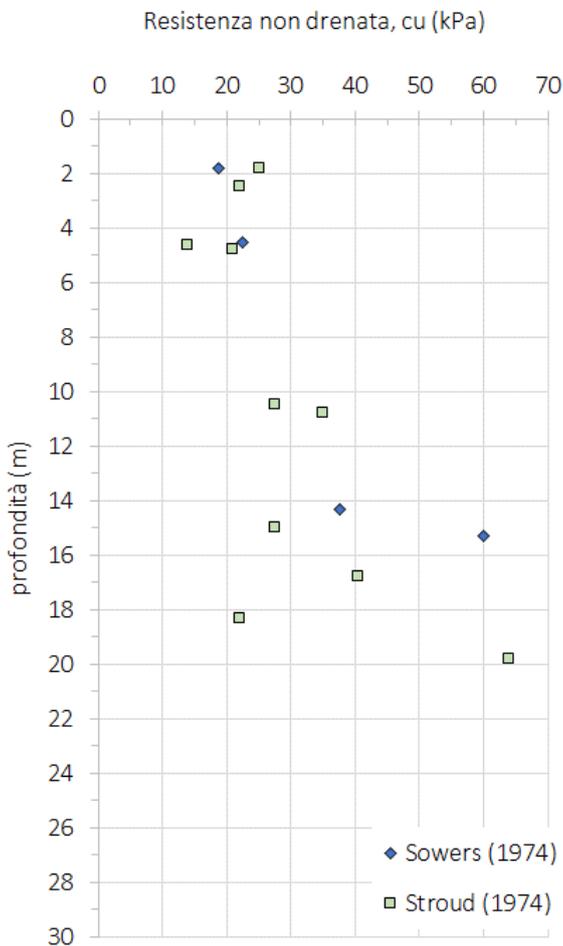
Ovvero:

$$\varphi' (\text{°}) = 38 + 0,08 \cdot D_r$$

sabbie e ghiaie

$$\varphi' (\text{°}) = 31,5 + 0,115 \cdot D_r$$

sabbie medio-fini



$$c_u = f_1 \cdot N_{spt} \quad (\text{stimato } f_1 = 75/20)$$

Sowers, valida per terreni argillosi a bassa plasticità

$$c_u = f_1 \cdot N_{spt} \quad \text{dove } f_1 = f(IP)$$

Stroud, 1974



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

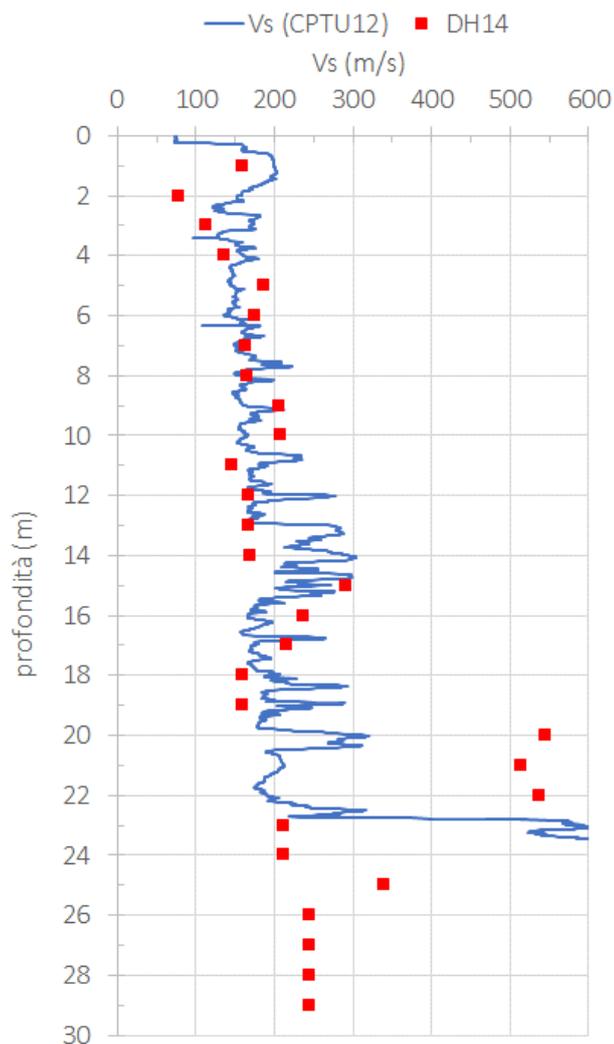
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

4 Valori di Vs da prove SCPTU, Down Hole e CPTU



Valori misurati delle onde di taglio durante l'esecuzione della prova Down Hole in foro BS14 e confronto con l'andamento di Vs ricavato da qc mediante correlazione.

AMBITO 2 compreso fra le progressive km. 44+850 a km. 46+100

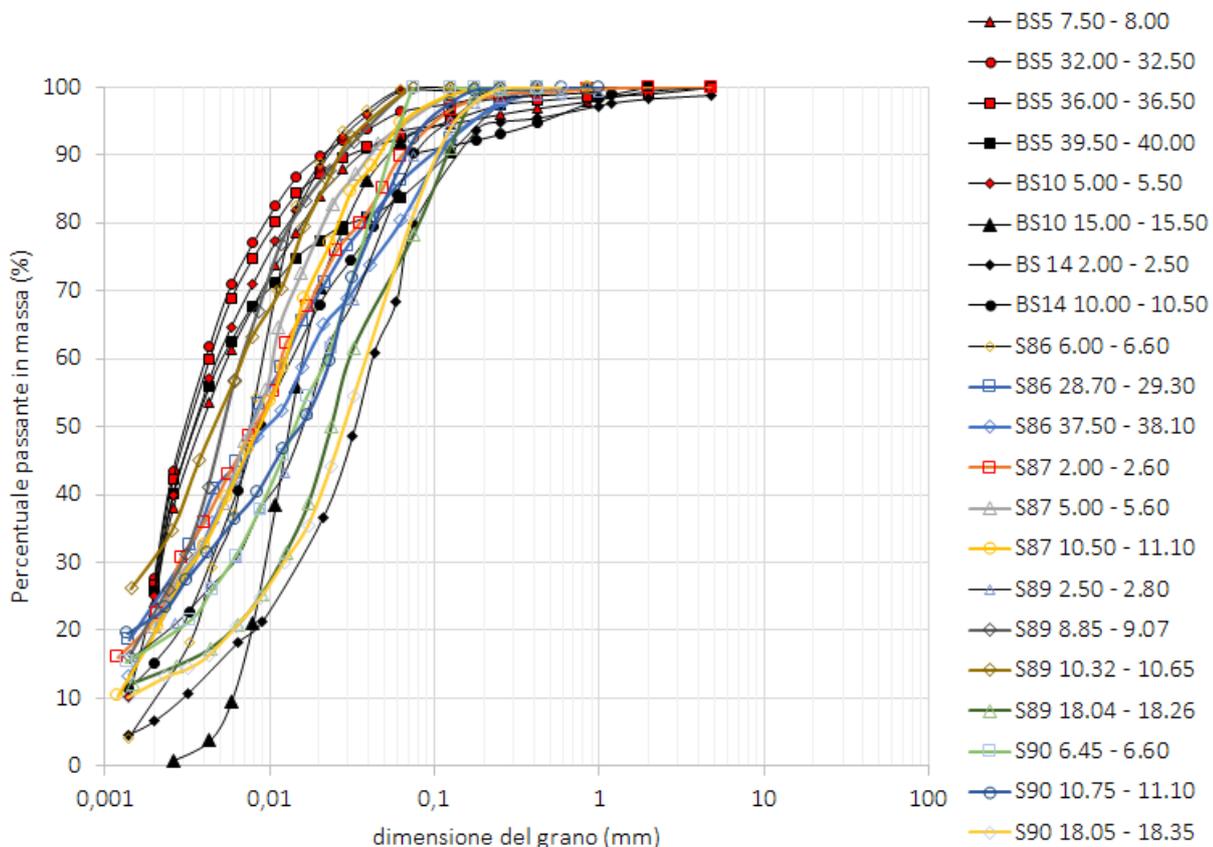
1 Indagini di riferimento

Campagna indagini 2015: sondaggi S86, S87, S89, S90 e prove penetrometriche CPTU104, CPTU105

Campagna indagini 2021: sondaggi BS5, BS10, BS14 e prove penetrometriche SCPTU6, CPTU7, SCPTU8, SCPTU9, CPTU10, SCPTU11

2 Risultati delle prove di laboratorio

2.1 Composizione granulometrica



Curve granulometriche dei campioni di terreni A (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



IRICAV2

ATI bonifica

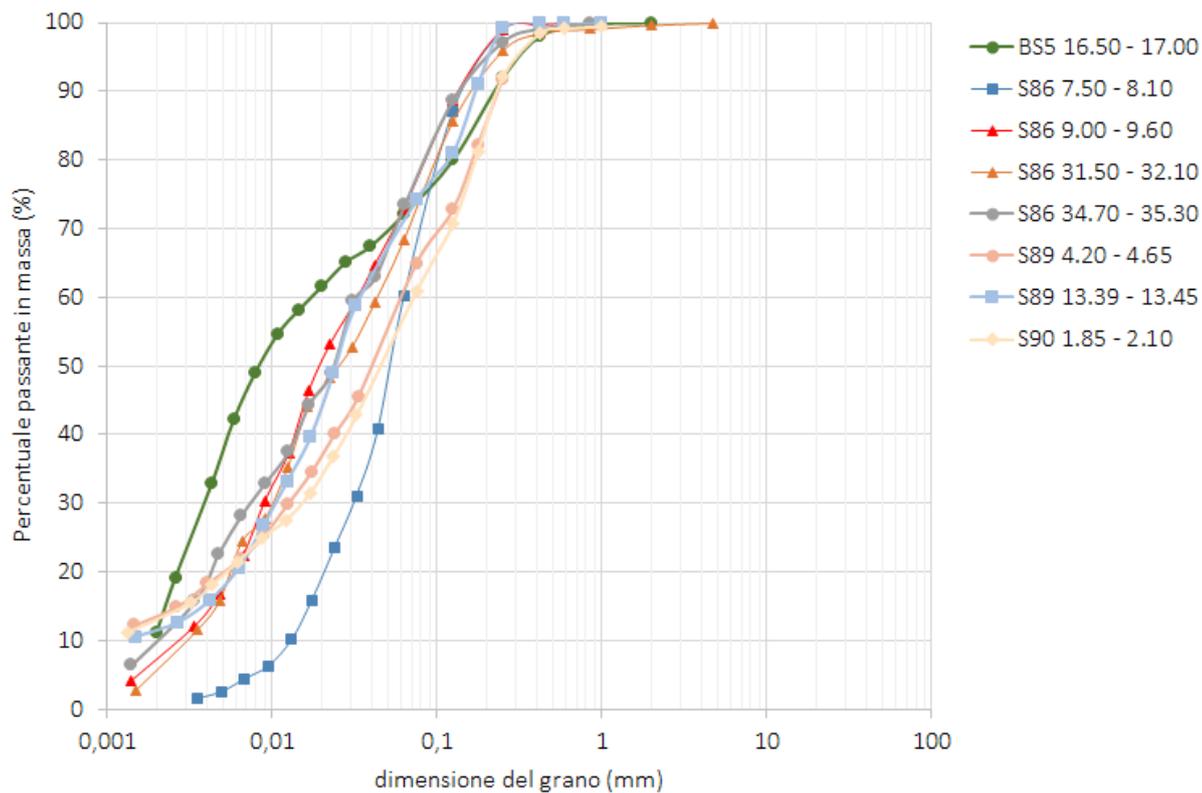
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Curve granulometriche dei campioni di terreni B (indagini 2015).



IRICAV2

ATI bonifica

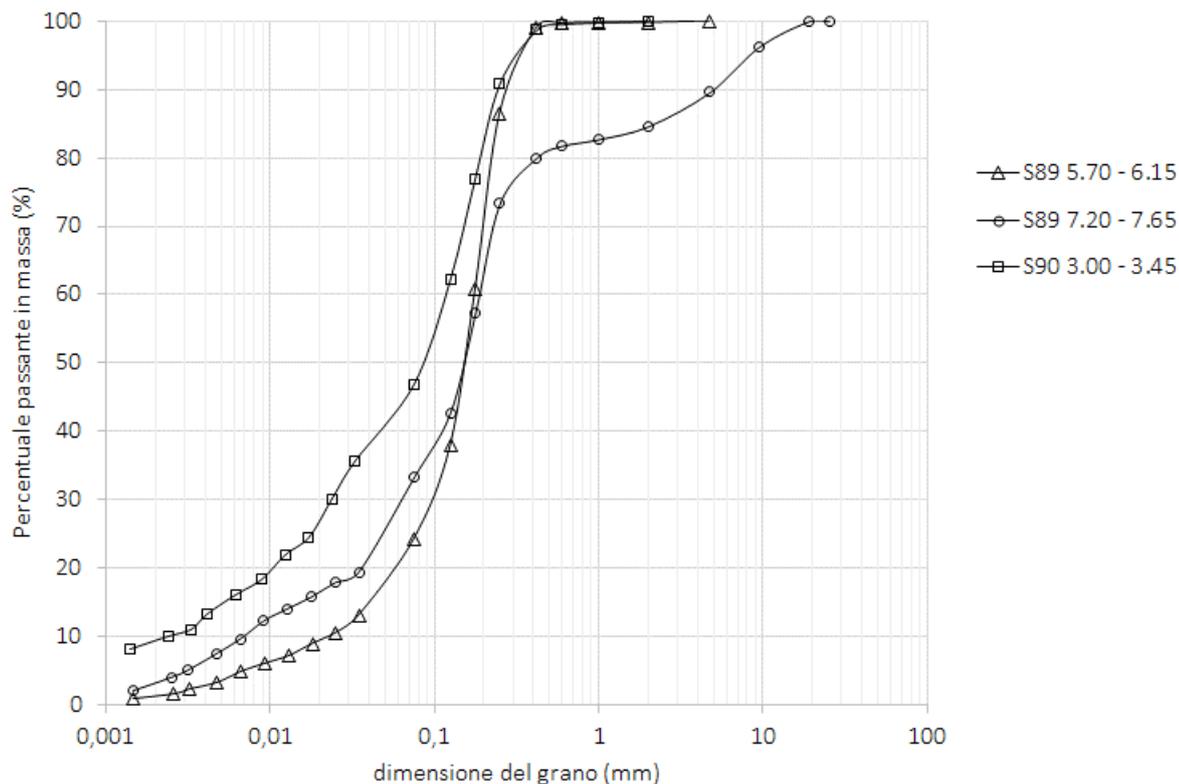
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Curve granulometriche dei campioni di terreni C (indagini 2015).



IRICAV2

ATI bonifica

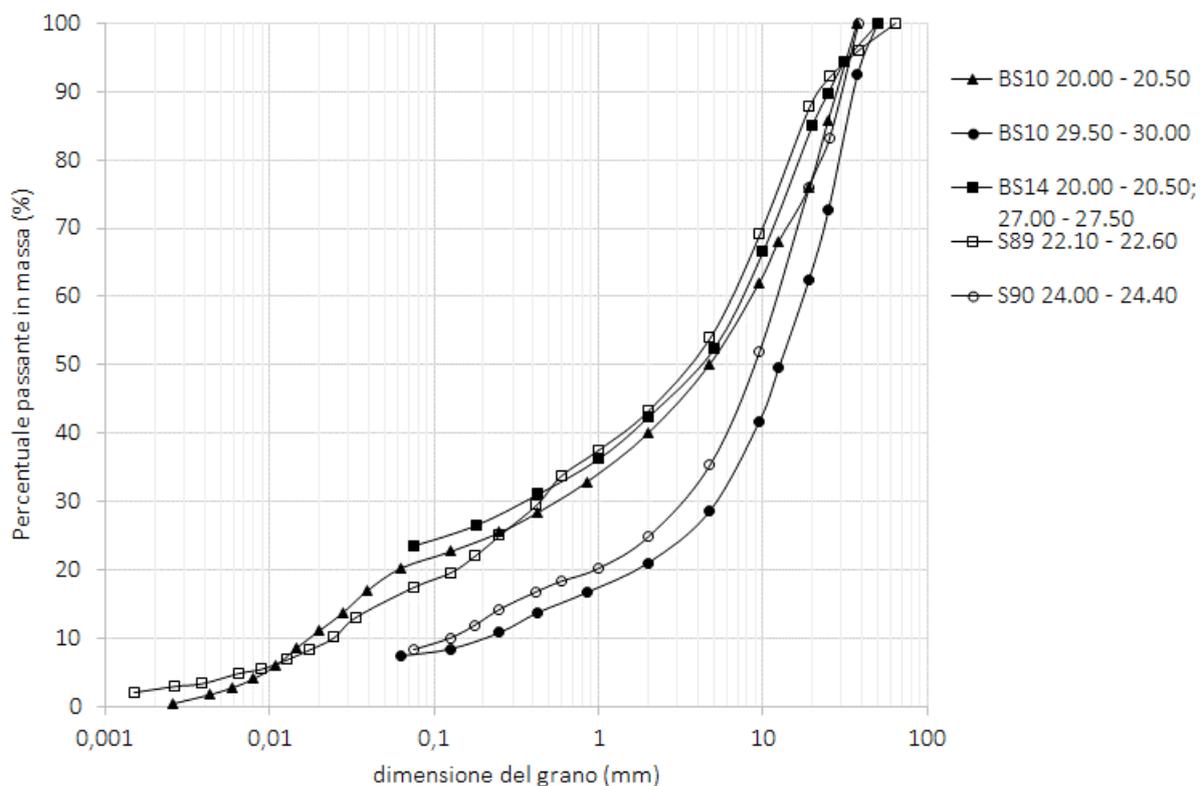
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Curve granulometriche dei campioni di terreni D (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

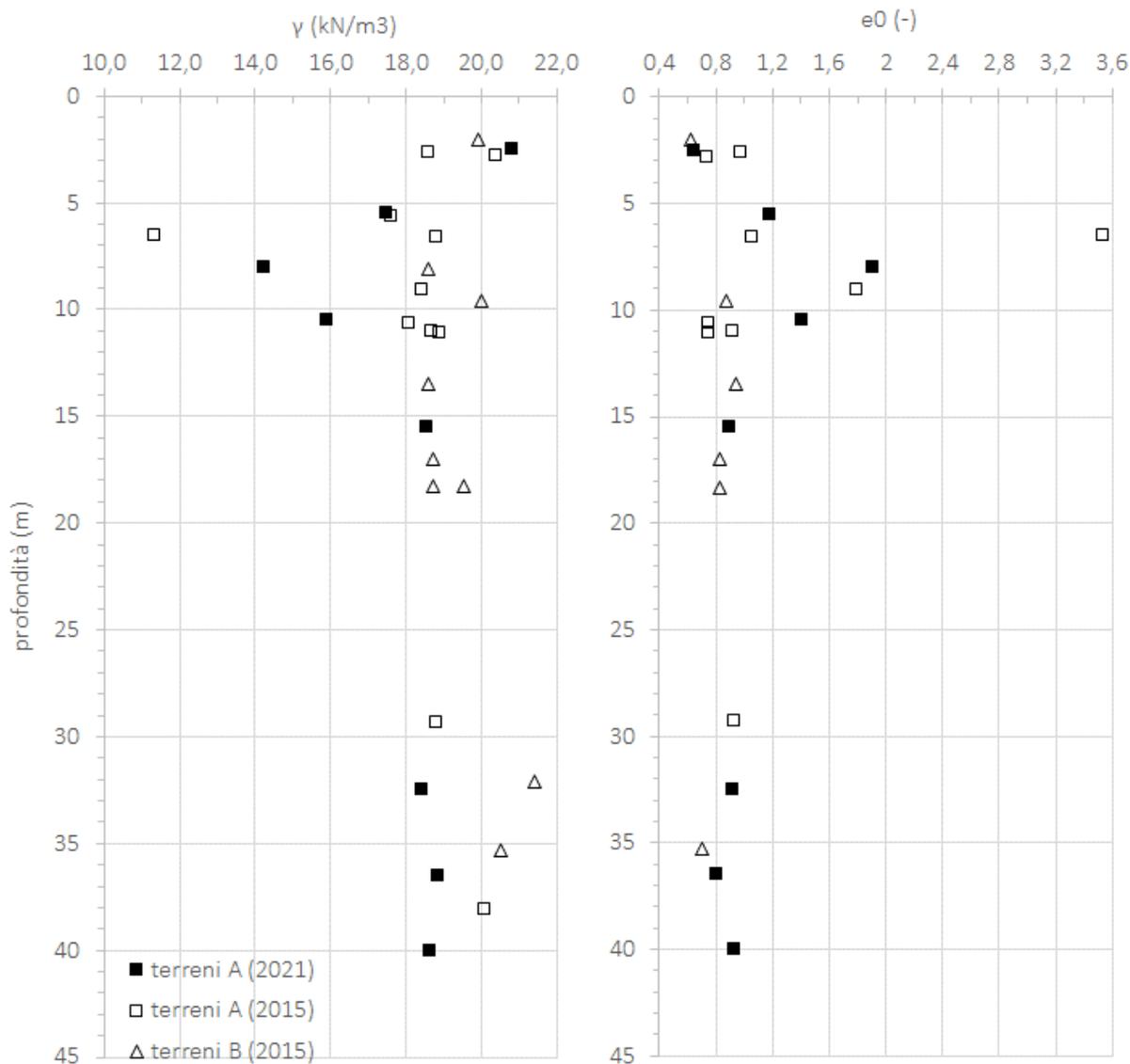
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

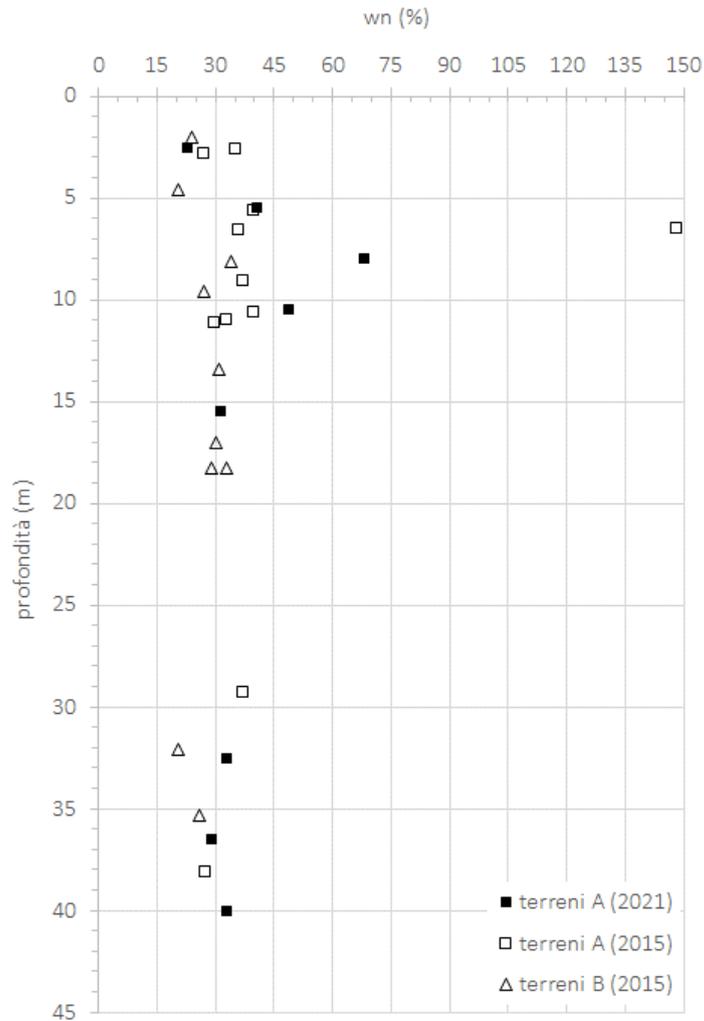
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

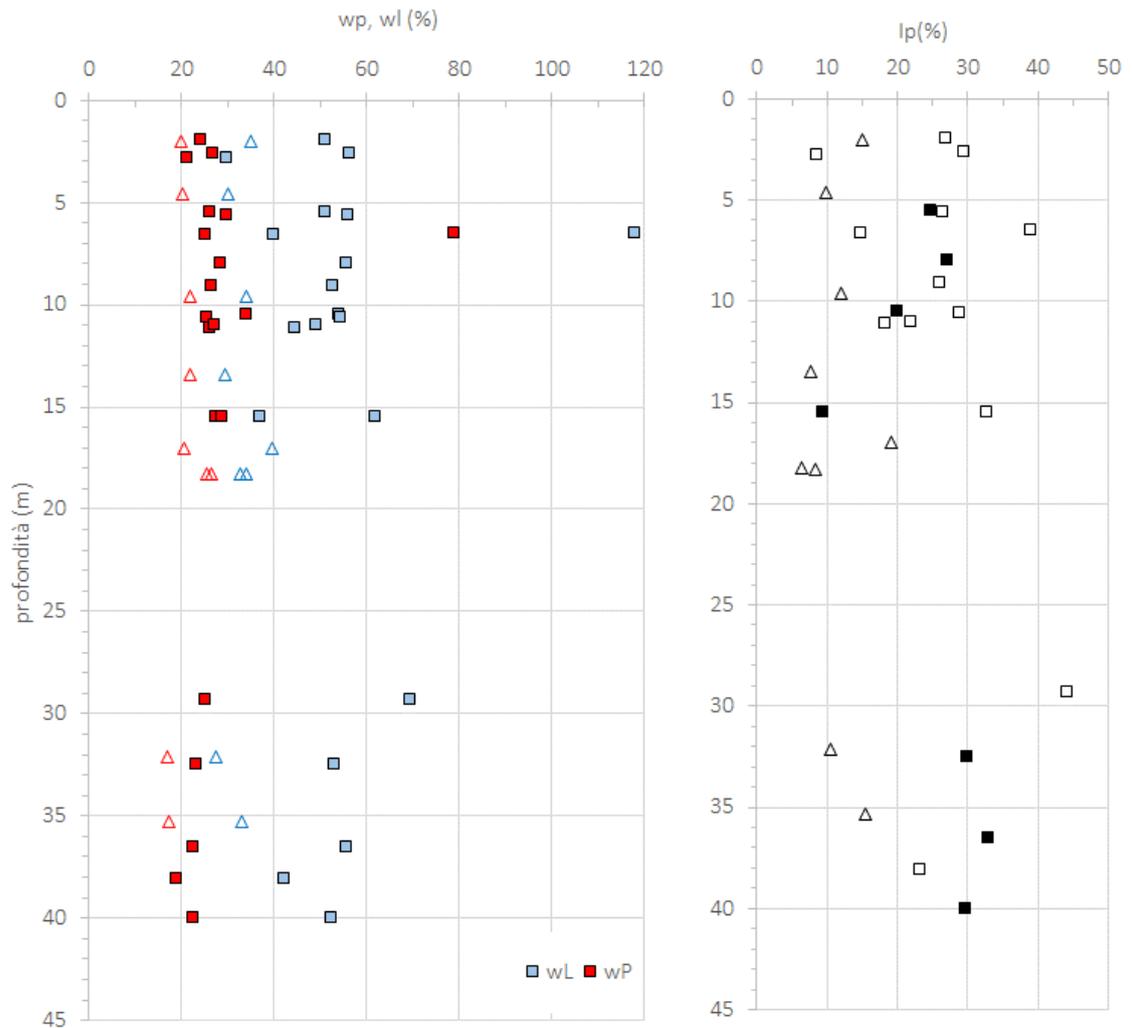
2.2 Proprietà fisiche



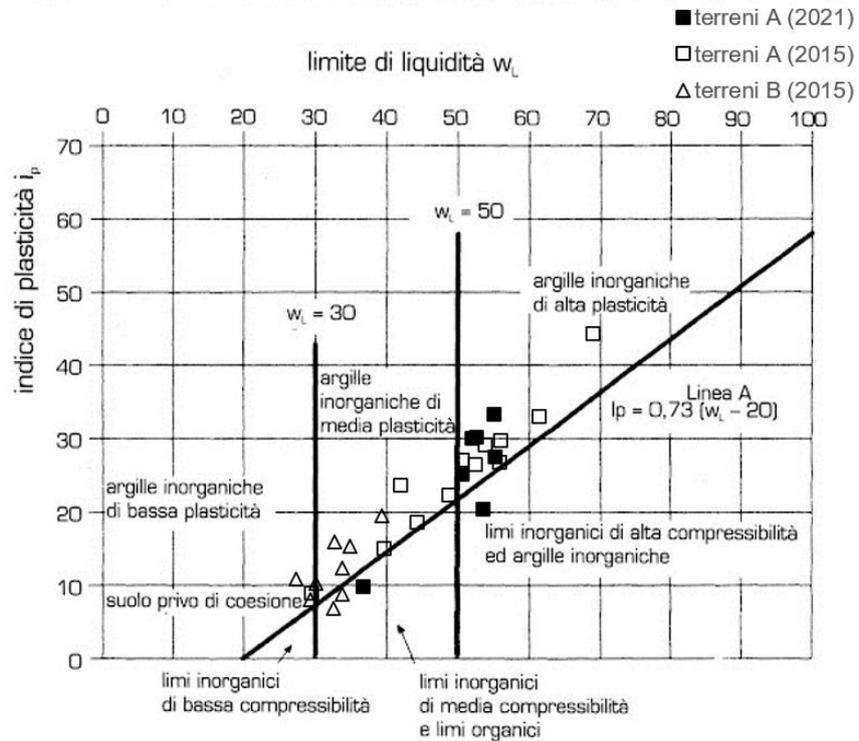
Peso dell'unità di volume ed Indice dei vuoti dei campioni prelevati indisturbati per i terreni A e B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



Contenuto d'acqua naturale, w_n , da campioni prelevati indisturbati di terreni A e dei terreni B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



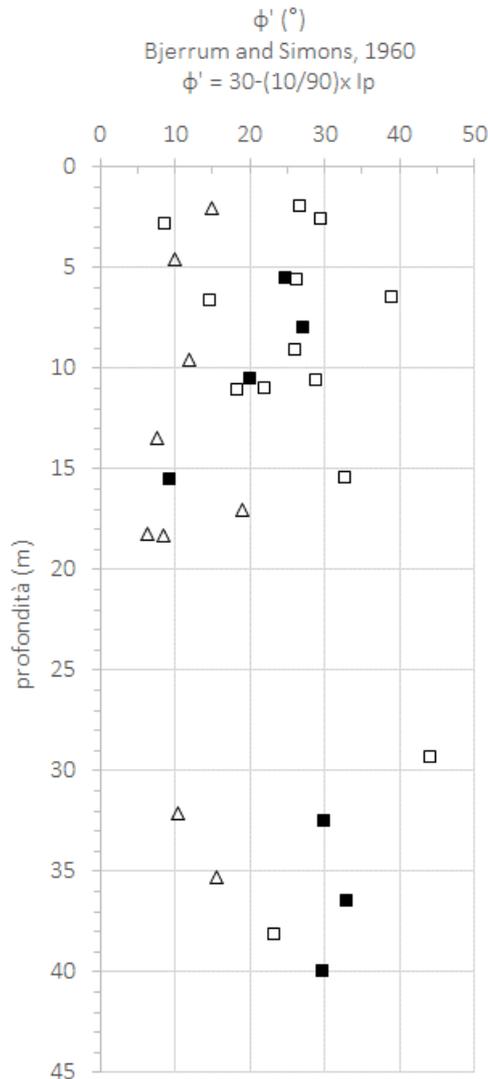
Contenuti d'acqua al limite di liquidità e di plasticità, wl e wp, e indice di plasticità, Ip, dei terreni A e dei terreni B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



Carta di plasticità di Casagrande in cui sono riportati campioni di terreni A e terreni B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).

2.3 Risultati delle prove di resistenza in cella triassiale e in scatola di taglio diretto, e risultati delle prove di compressione edometrica.

2.3.1 Parametri in termini di tensioni efficaci



Angolo di resistenza a taglio ottenuto dal valore dell'indice di plasticità (Bjerrum and Simons, 1960). (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021)



IRICAV2

ATI bonifica

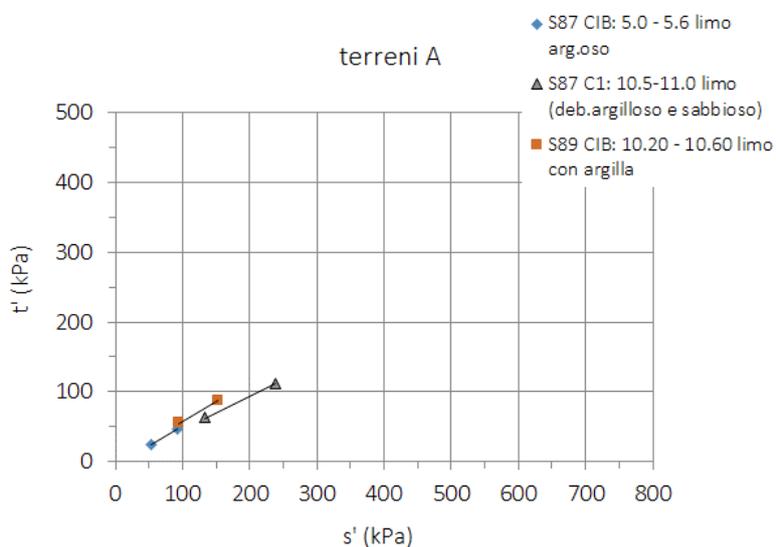
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

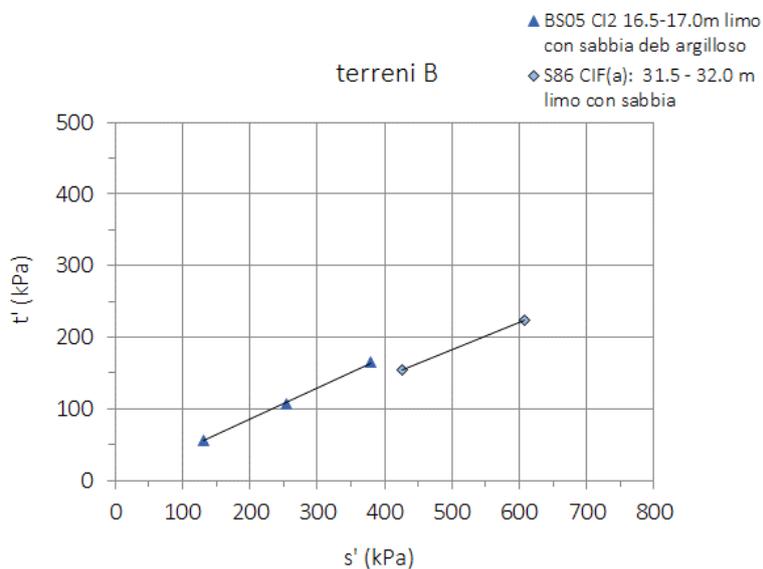
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Risultati delle prove in cella triassiale eseguite su 3 campioni (6 provini complessivi) di terreni A, in termini di involucro di rottura nel piano (t' , s').



Risultati delle prove in cella triassiale eseguite su 2 campioni (5 provini complessivi) di terreno B, in termini di involucro di rottura nel piano (t' , s').



IRICAV2

ATI bonifica

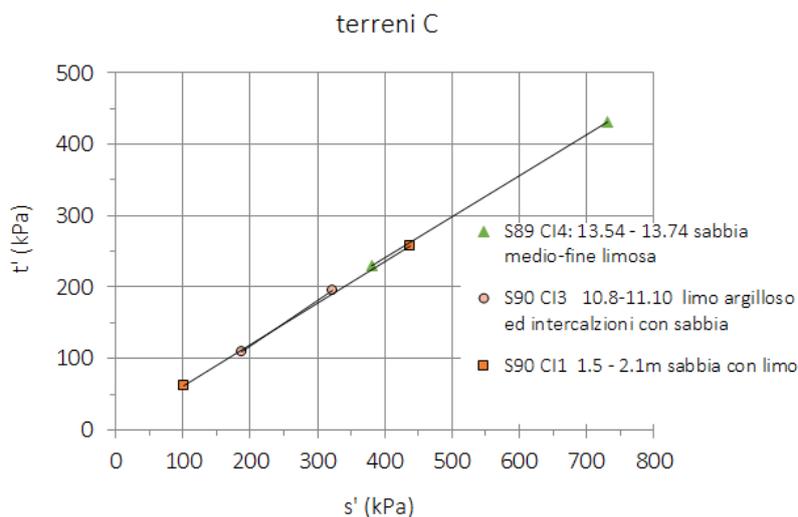
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Risultati delle prove in cella triassiale eseguite su 3 campioni (6 provini) di terreno C, in termini di involucro di rottura nel piano (t' , s').

Terreni A		
z (m)	c' (kPa)	φ' (°)
5,5	0,0	29,0
11,0	2,5	27,0
10,5	6,0	32,5

Parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, c' e φ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito, ottenuti da prove in cella triassiale per i terreni A.

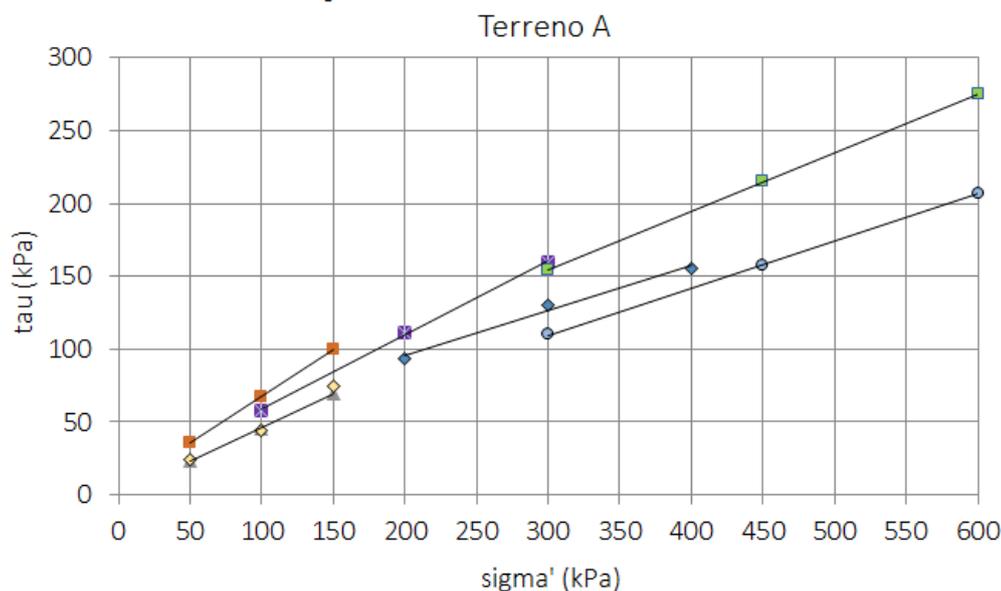
Terreni B		
z (m)	c' (kPa)	φ' (°)
17,0	0,0	25,4
32,0	0,0	21,6

Parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, c' e φ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito, ottenuti da prove in cella triassiale per i terreni B.

Terreni C		
z (m)	c' (kPa)	φ' (°)
2,0	5,0	35,5
11,0	0,0	37,0
13,7	15,5	35,0

Parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, c' e φ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito, ottenuti da prove in cella triassiale per i terreni C.

- ▲ BS10 CI1 5.0-5.5m limo con argilla
- ◇ BS05 CI1 7.5-8.0m limo argilloso deb sabbioso
- BS14 CI2 10.0-10.5m limo deb. argilloso e deb. sabbioso (presenza materia organica)
- BS10 CI2 15.0-15.5m limo deb sabbioso
- ◆ BS05 CI3 32.0-32.50m limo con argilla
- BS05 CI4 36.0-36.50m limo con argilla deb sabbioso
- BS05 CI5 39.5 - 40.0m limo con argilla sabbioso



Risultati delle prove in scatola di taglio eseguite su 7 campioni (21 provini complessivi) per il terreno A.

Terreni A		
z (m)	c' (kPa)	φ' (°)
5,5	0,0	26,0
8,0	0,0	26,0
10,5	4,0	32,0
15,5	8,0	27,0
32,5	2,5	20,5
36,5	12,0	18,0
40,0	32,0	22,0

Risultati delle prove in scatola di taglio eseguite su 7 campioni (21 provini complessivi) per il terreno A, in termini di parametri di resistenza efficaci c' e φ' calcolati per ciascun campione.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

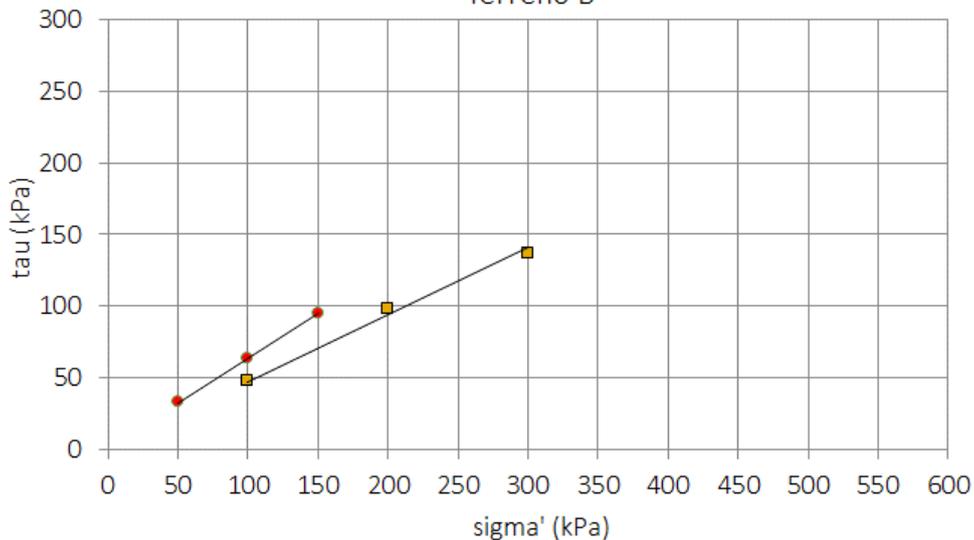
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

● BS14 CI1 2.0-2.5m limo sabbioso, con sabbia deb argilloso

■ BS05 CI2 16.5-17.0m limo con sabbia deb argilloso

Terreno B



Risultati delle prove in scatola di taglio eseguite su 2 campioni (6 provini) per il terreno B.

Terreni B		
z (m)	c' (kPa)	φ' (°)
2,5	0,0	32,0
17,0	5,0	24,0

Risultati delle prove in scatola di taglio eseguite su 2 campioni per il terreno B, in termini di parametri di resistenza efficaci c' e φ' calcolati per ciascun campione.



IRICAV2

ATI bonifica

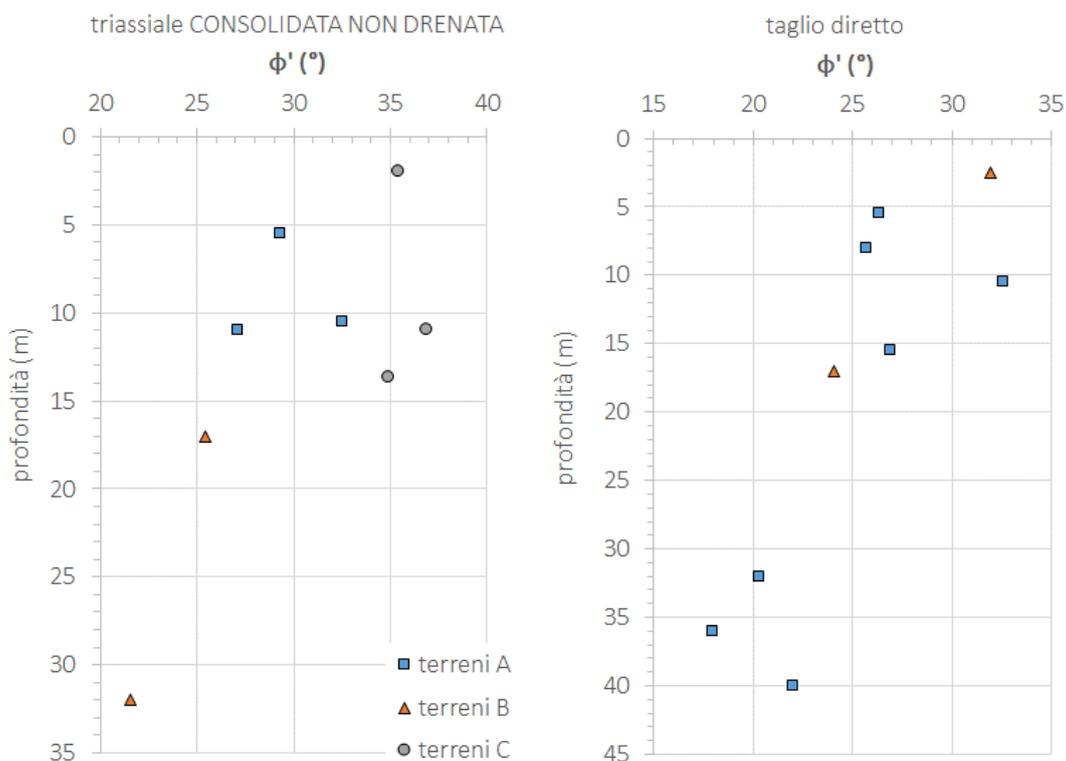
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

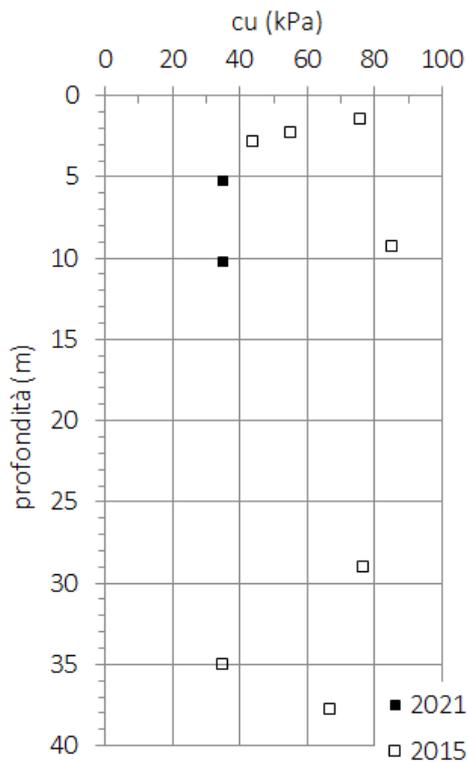
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' , ottenuto da prove triassiale, Consolidata Non Drenata, e di taglio diretto, con la profondità (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).

2.3.2 Parametri in termini di tensioni totali



Parametri di resistenza al taglio non drenata per i terreni A ottenuti da prove in cella triassiale



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

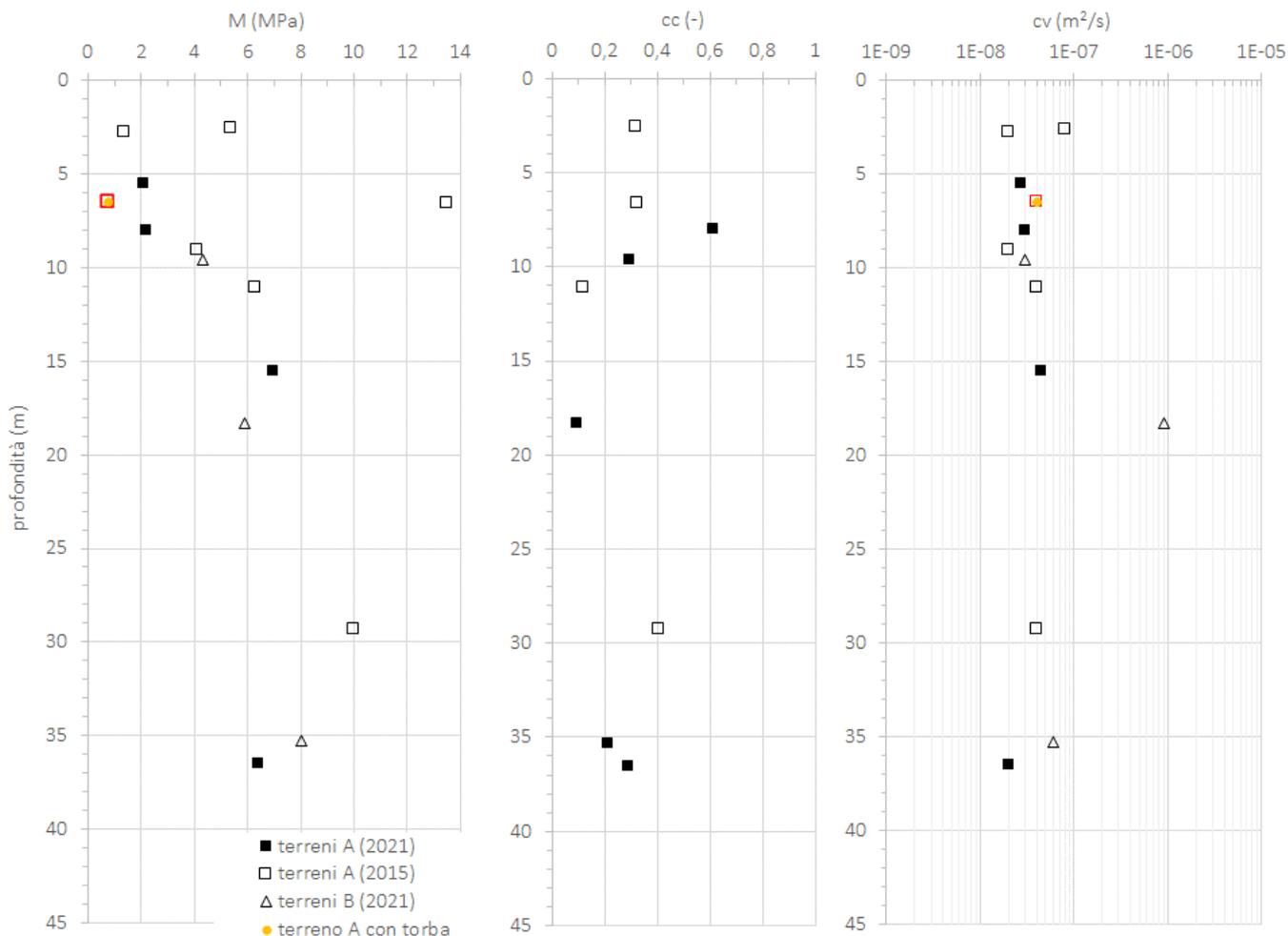
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

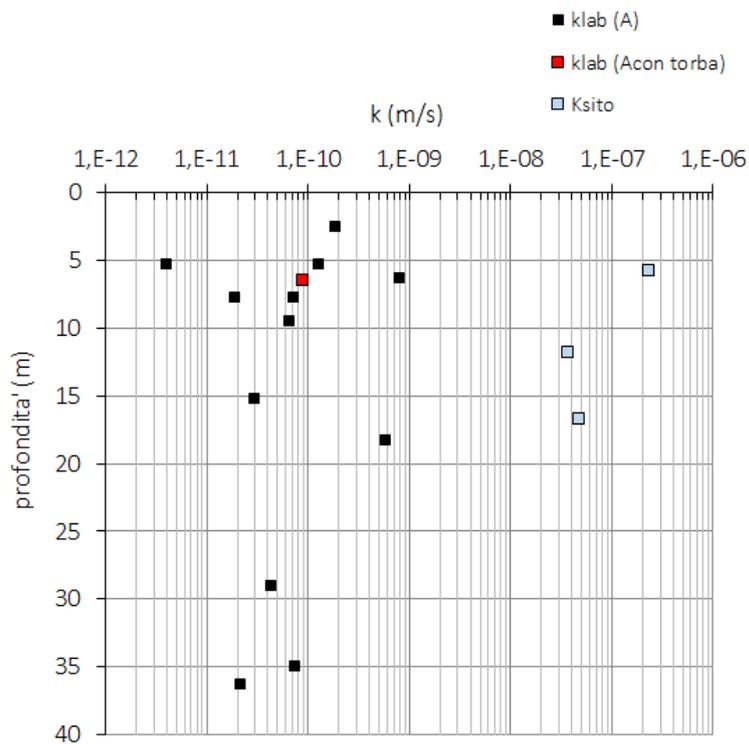
2.4 TERRENI A e B - Rigidezza e coefficiente di consolidazione da prova edometrica



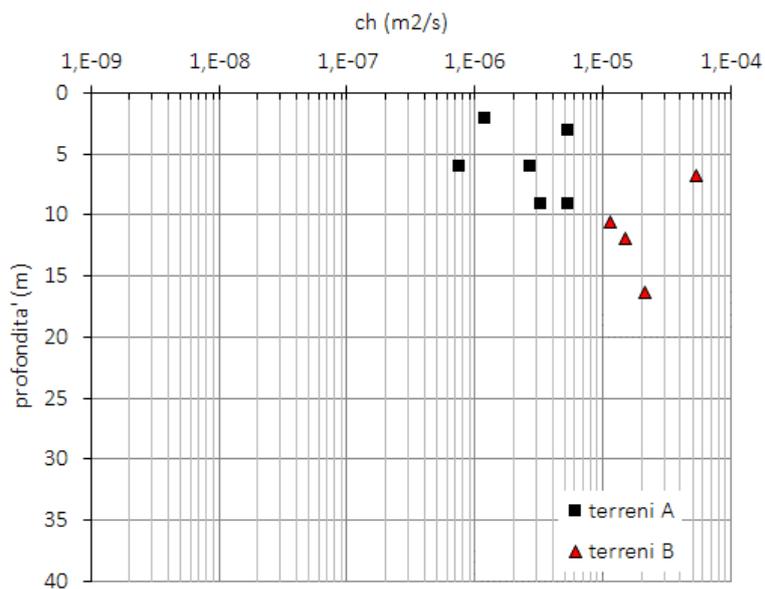
M: modulo di compressione edometrica (dilatazione trasversale impedita); cv: coefficiente di consolidazione (m²/s) relativo agli intervalli di pressione efficace $\sigma_v' = 200-400$ kPa

3 Risultati prove in sito

3.1 Terreni A e B - permeabilità da prova LeFranc e da prova edometrica



3.2 Risultati di prove di dissipazione lungo le verticali CPTU



Interpretazione delle prove di dissipazione durante l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche SCPTU6, SCPTU9 e CPTU10: valori del coefficiente di consolidazione, ch (m²/s)



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

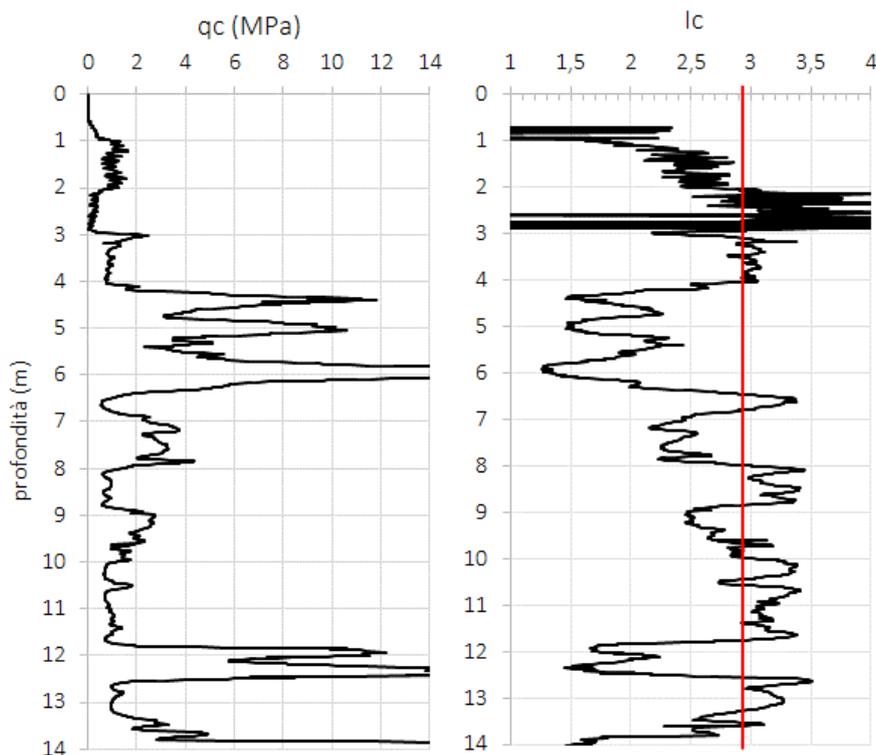
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

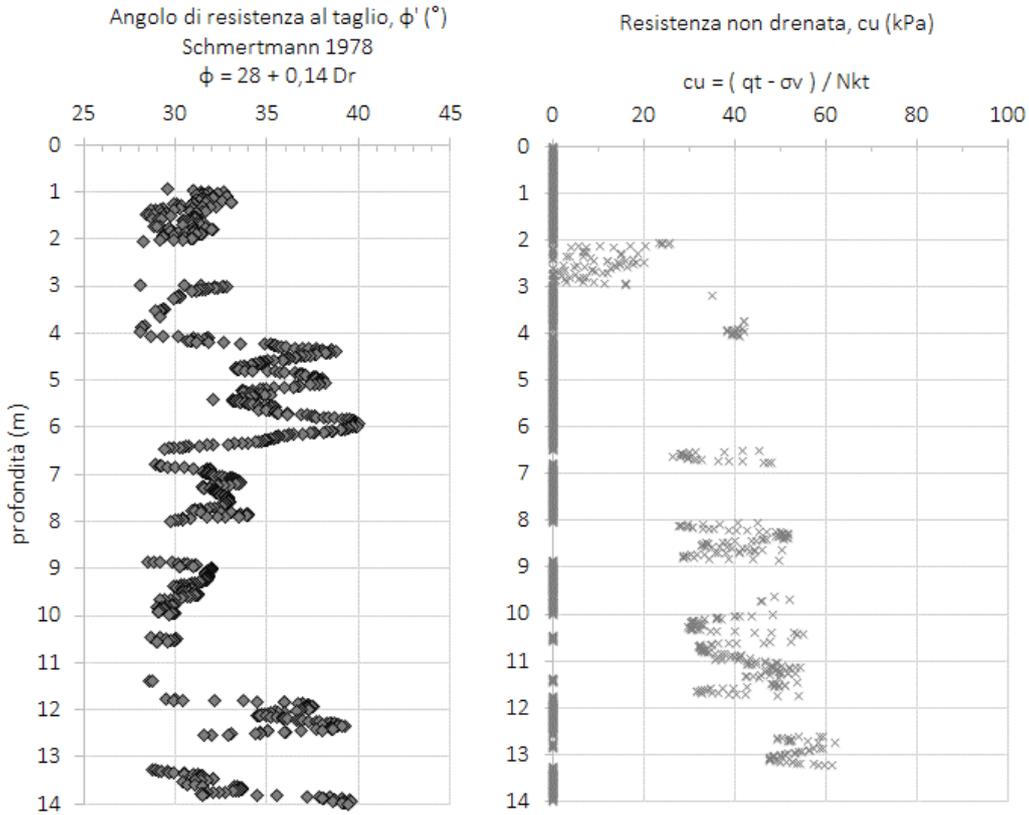
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

3.3 Prove penetrometriche statiche con misura delle pressioni interstiziali, CPTU, e dinamiche, SCPTU





Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; SCPTU6; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



IRICAV2

ATI bonifica

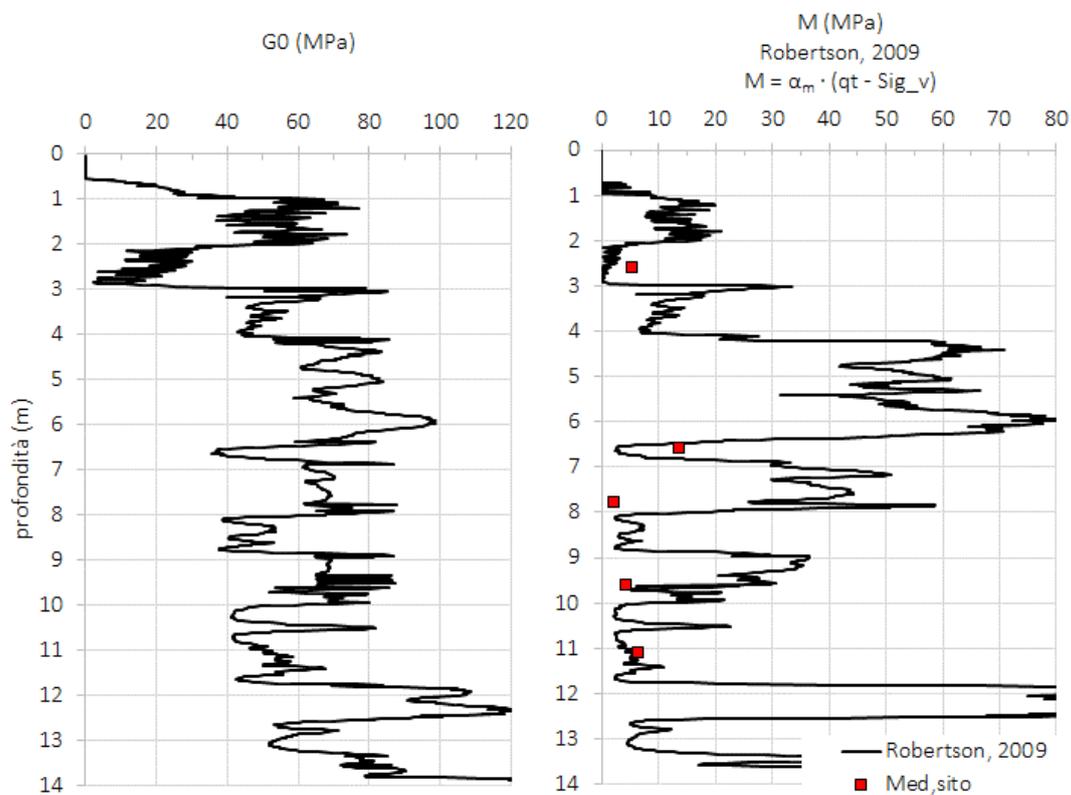
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine SCPTU6. Viene riportato anche il risultato di prove di resistenza in cella edometrica su 5 campioni indisturbati di terreno A.



IRICAV2

ATI bonifica

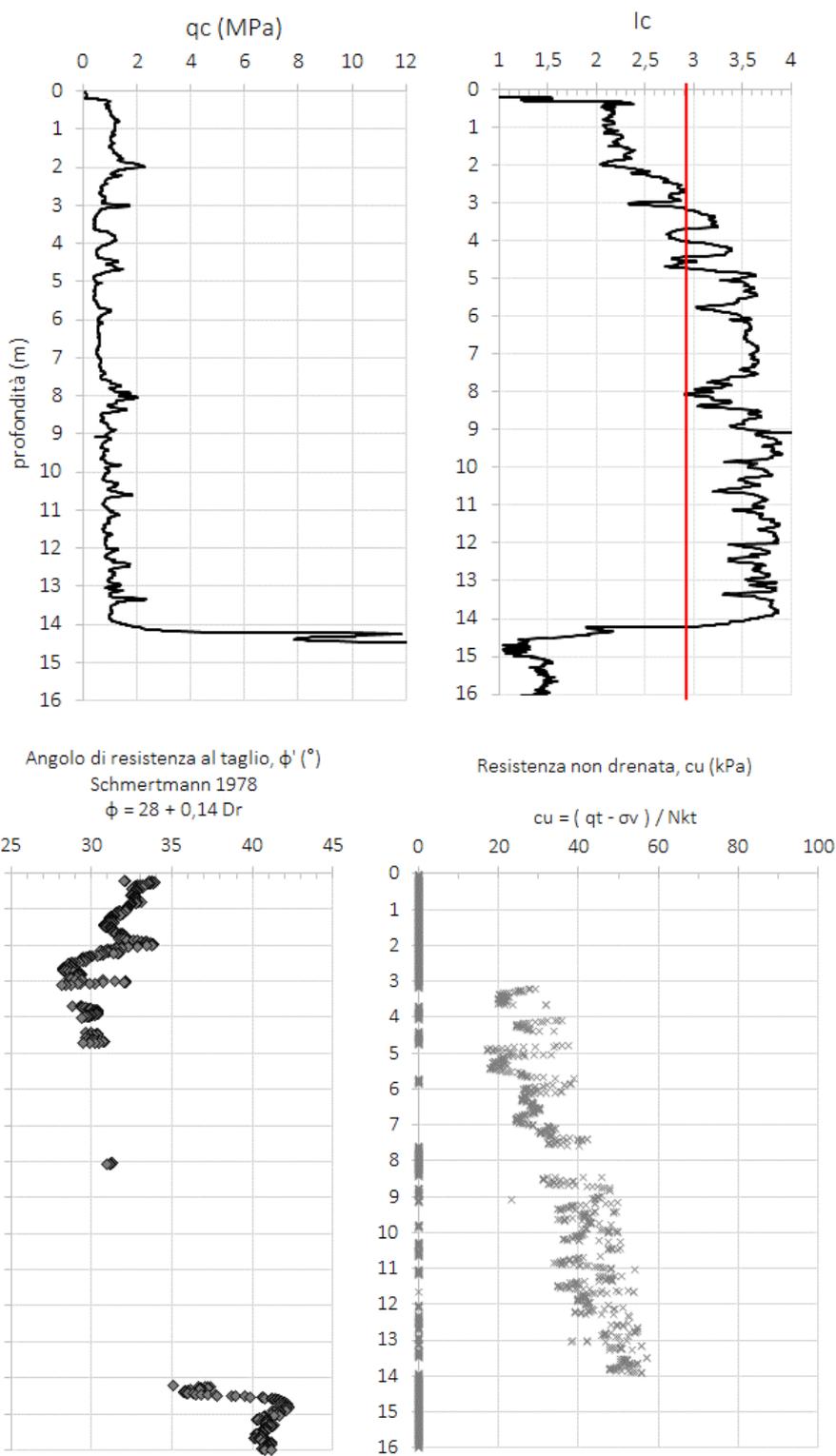
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU7; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.

IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01



IRICAV2

ATI bonifica

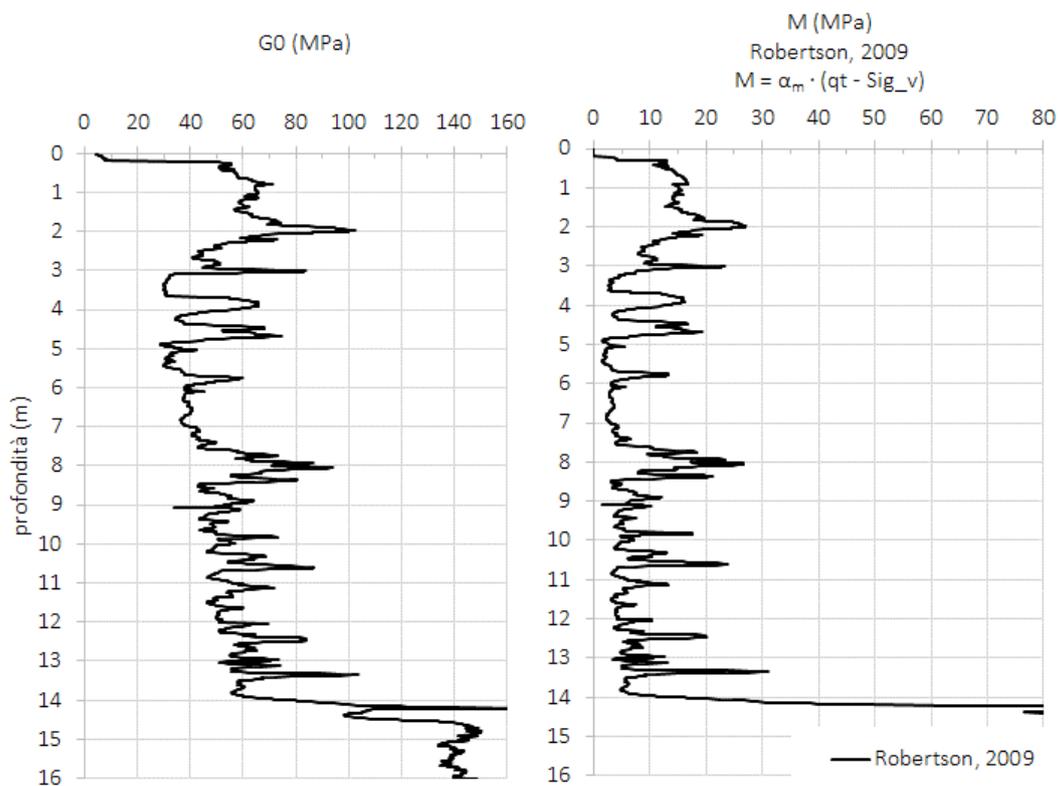
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

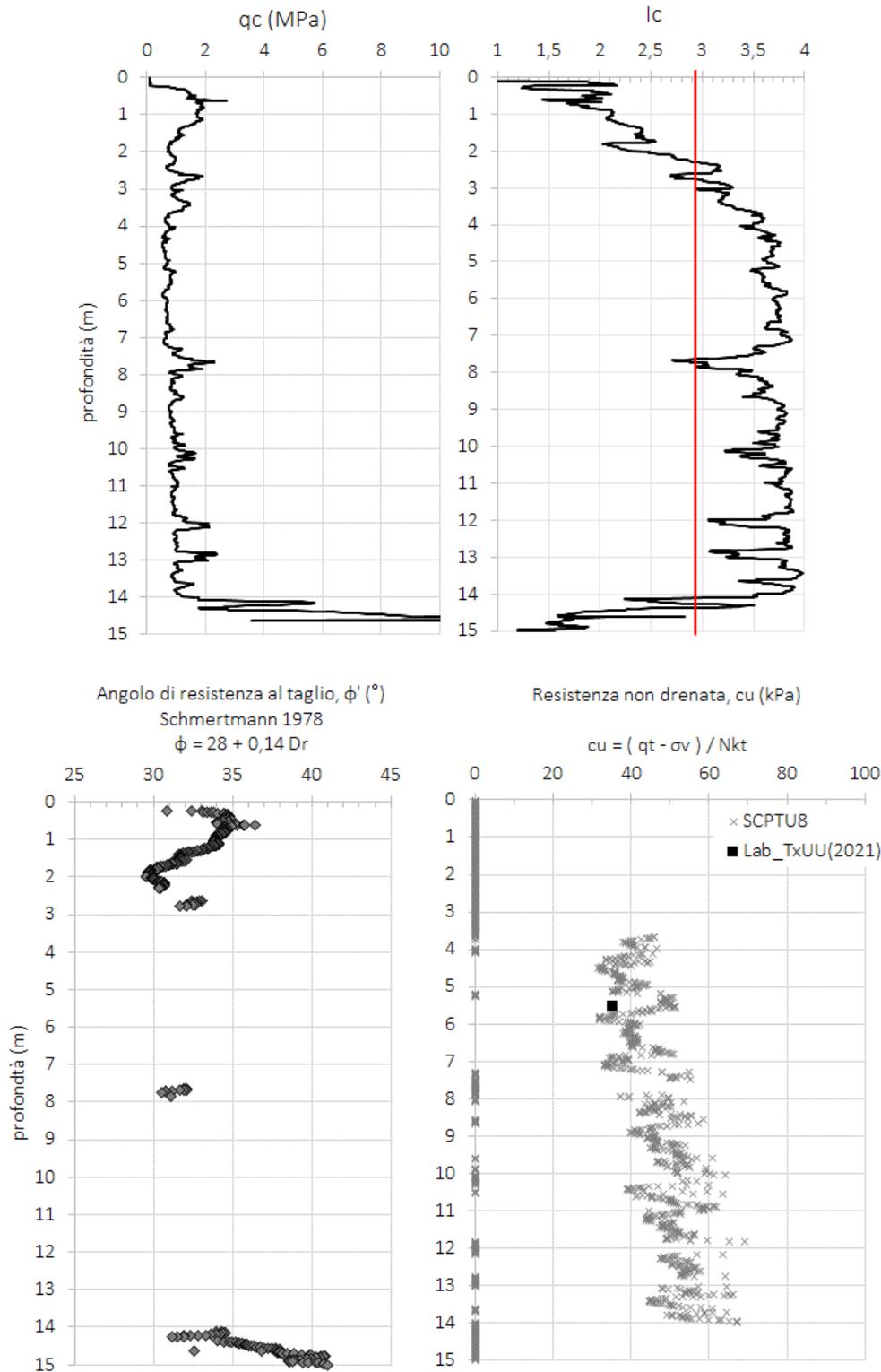
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

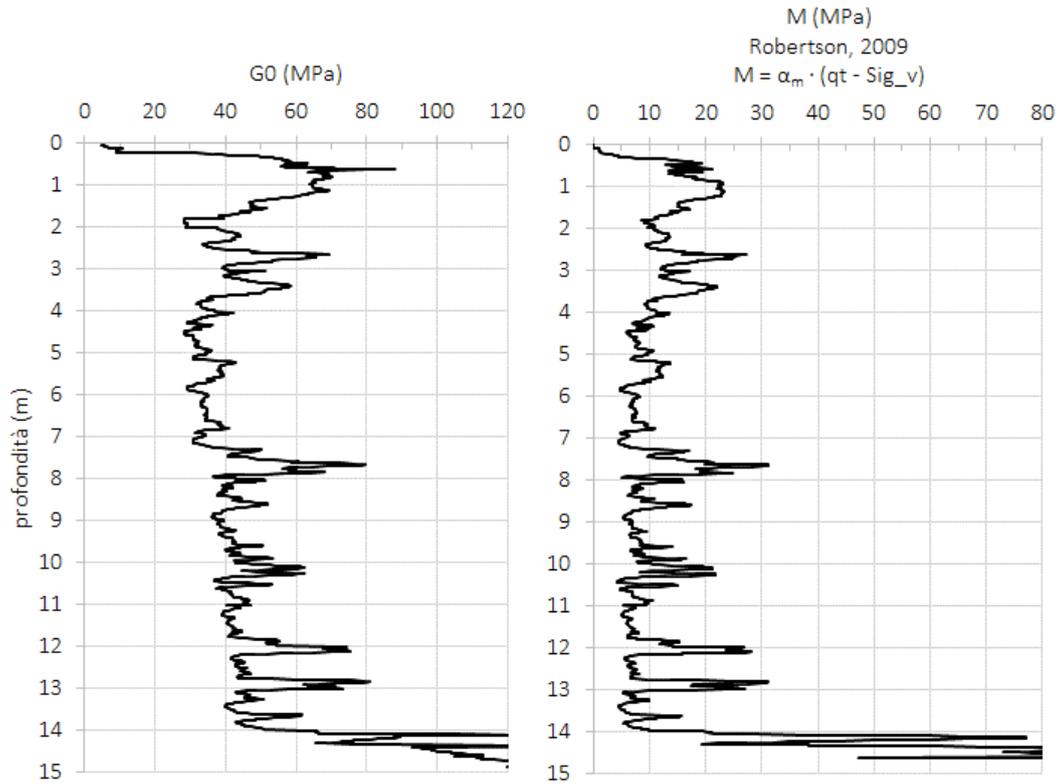
Pag
00.A



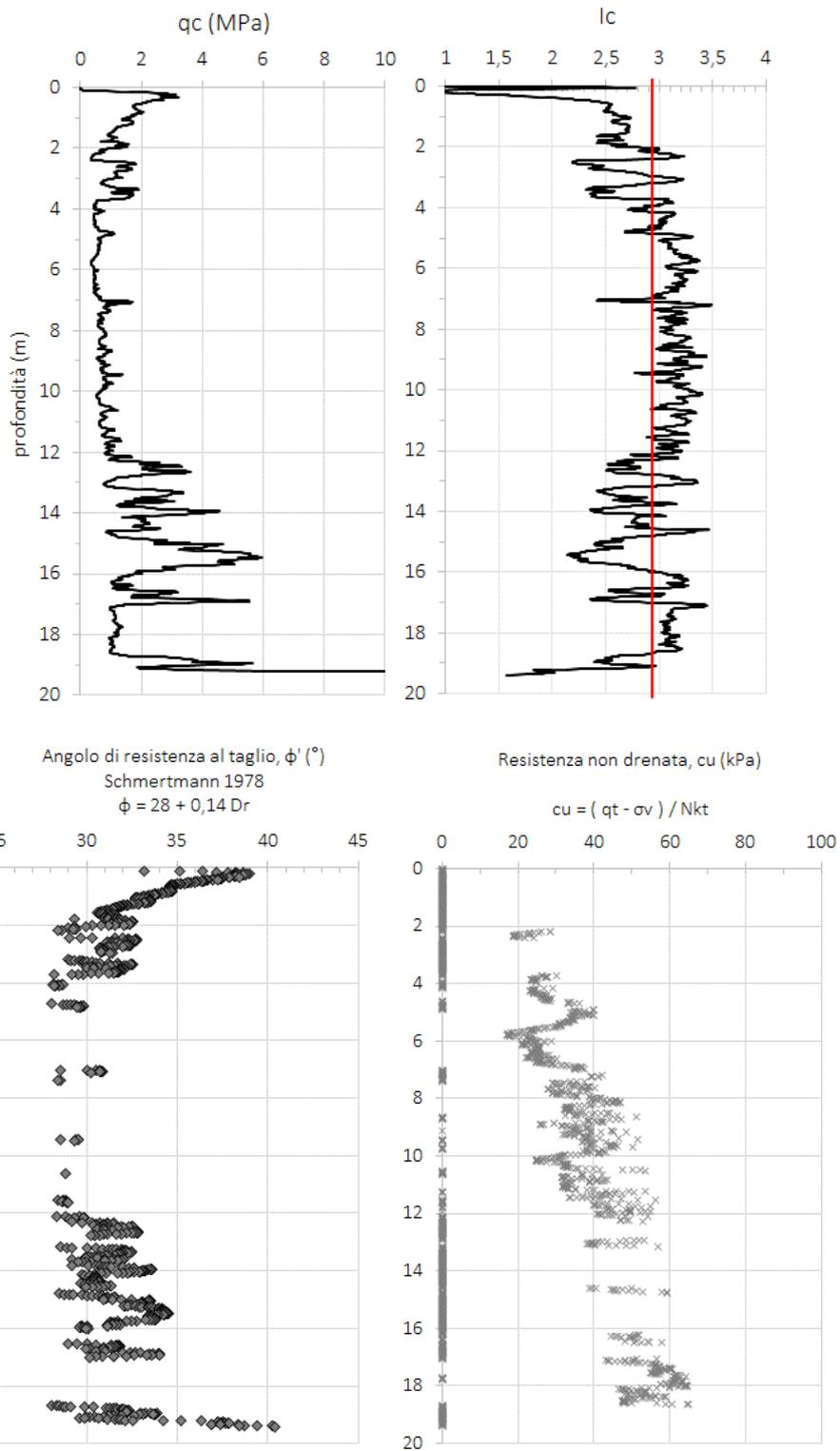
Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU7.



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; SCPTU8; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



Stima della rigidità a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine SCPTU8.



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; SCPTU9; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



IRICAV2

ATI bonifica

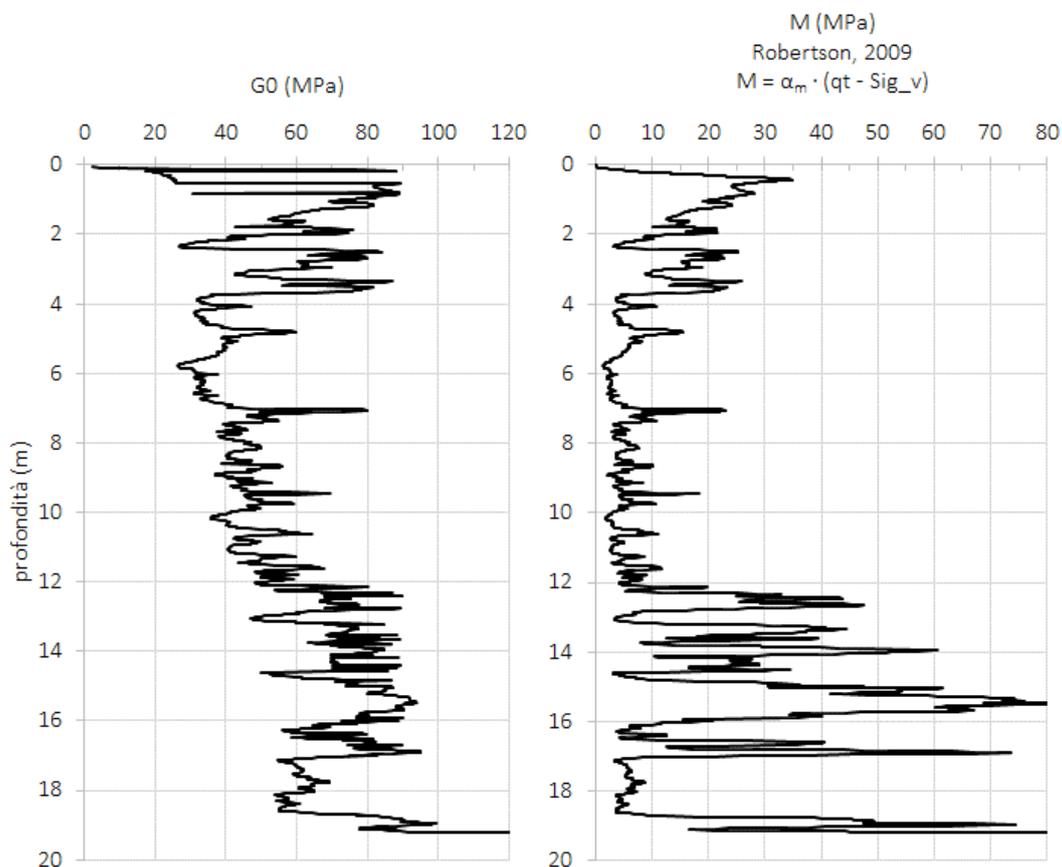
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

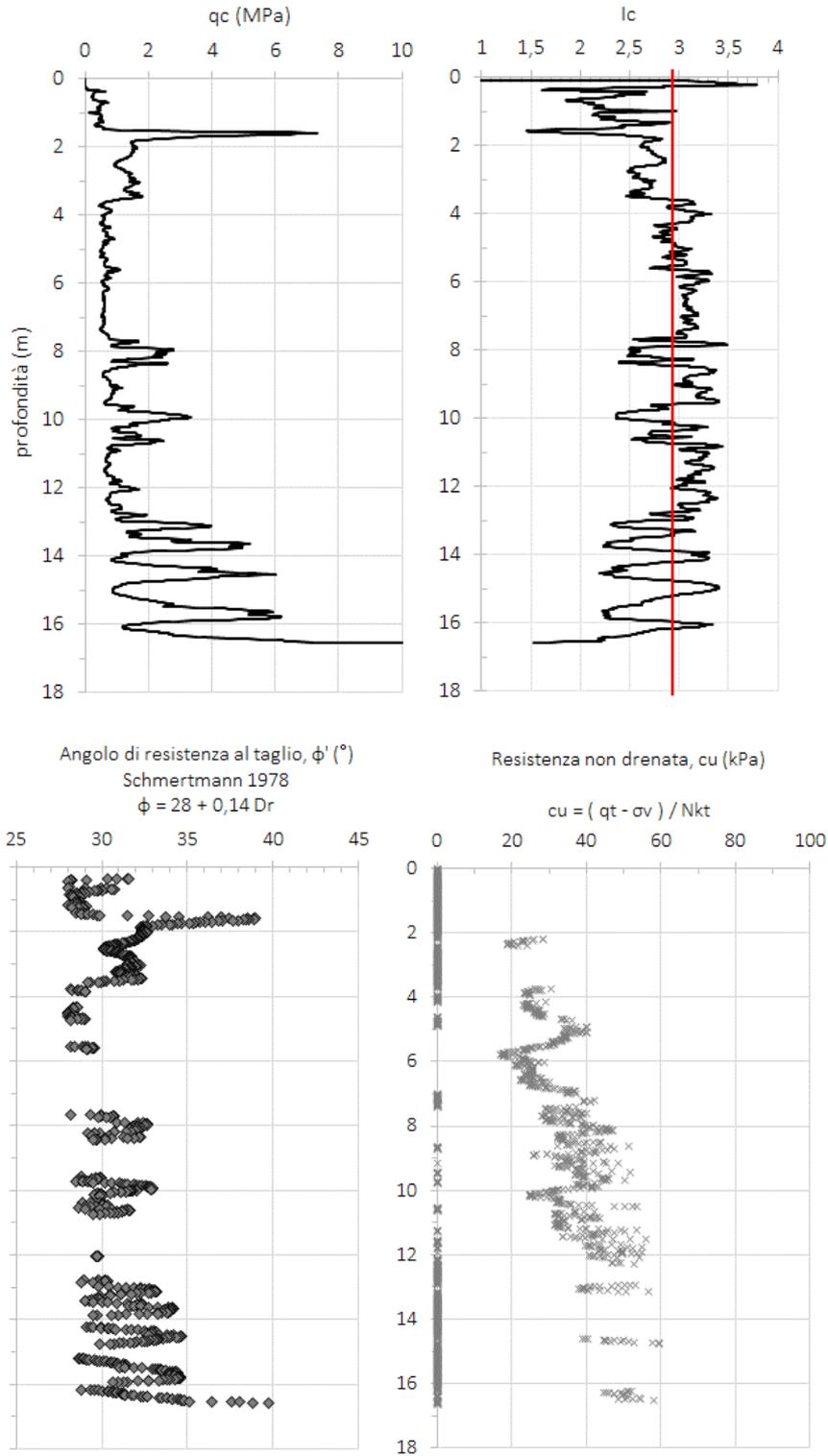
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine SCPTU9.



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU10; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



IRICAV2

ATI bonifica

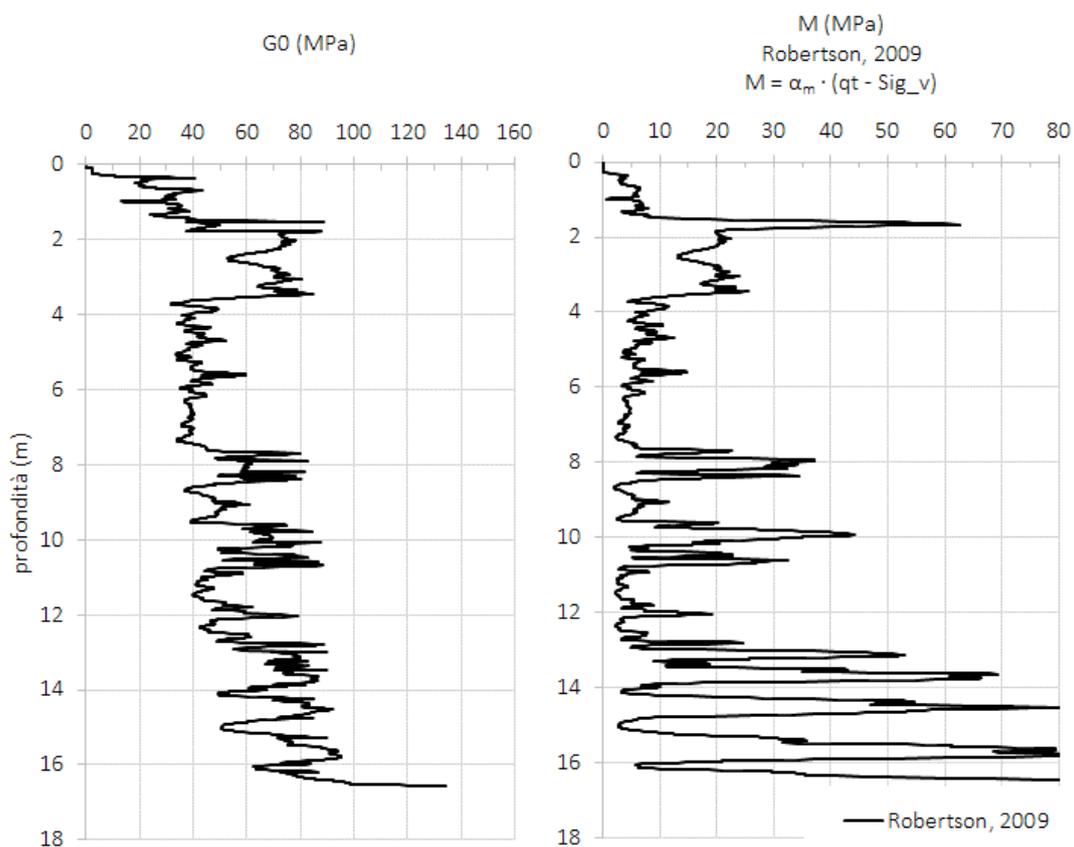
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

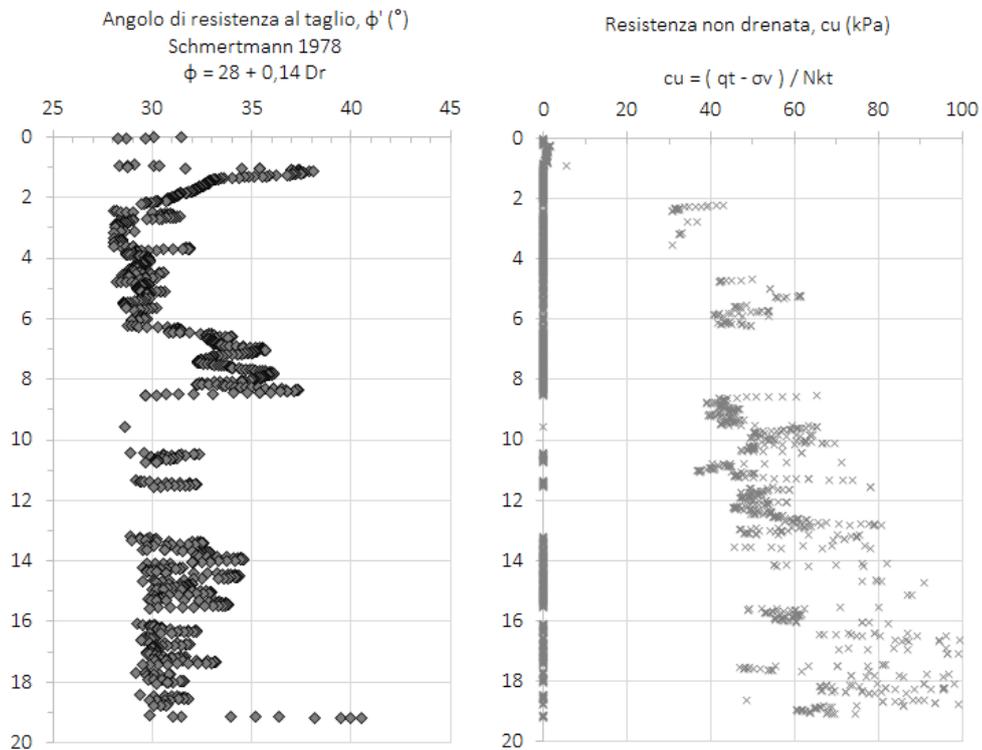
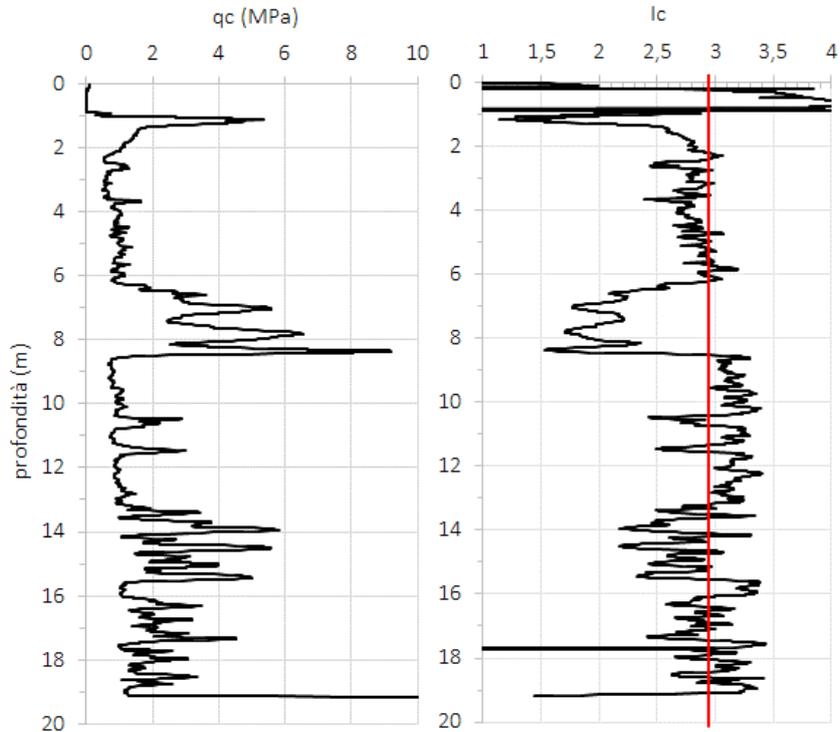
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU10.



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; SCPTU11; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



IRICAV2

ATI bonifica

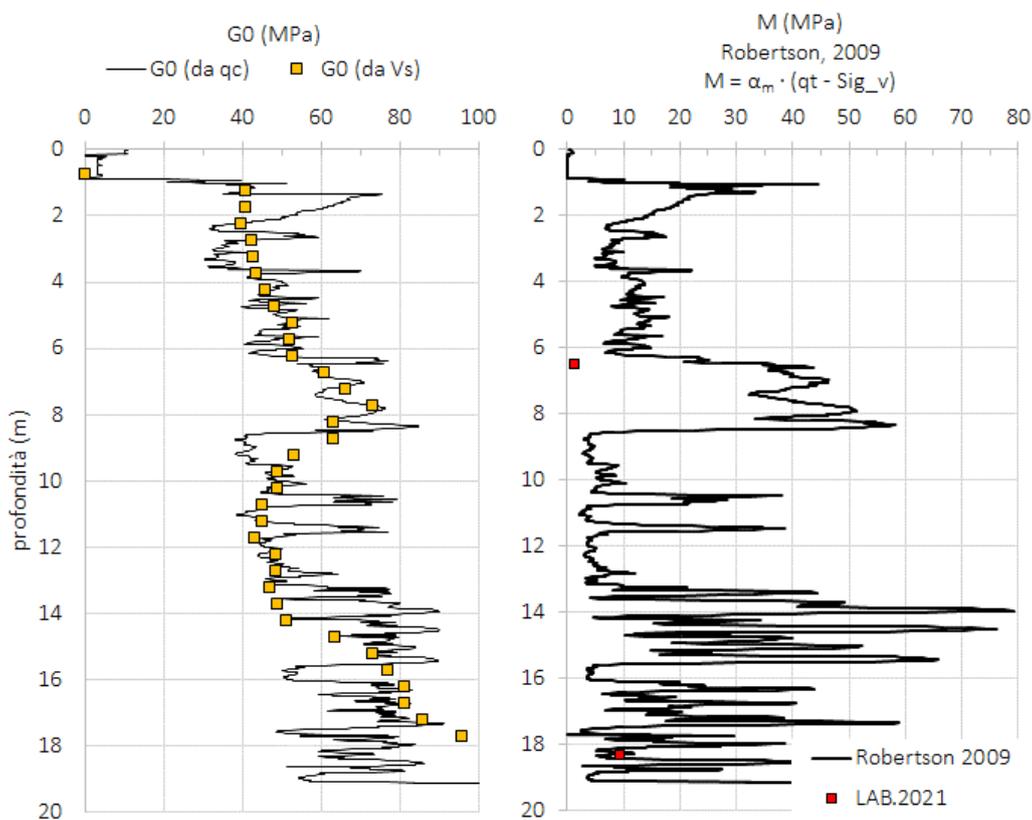
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

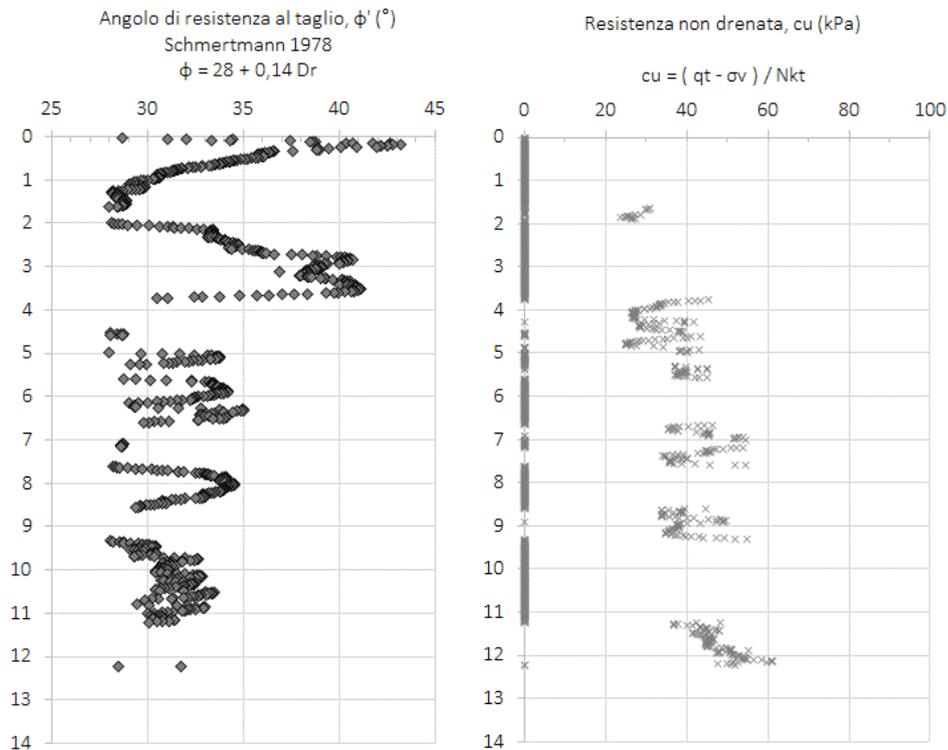
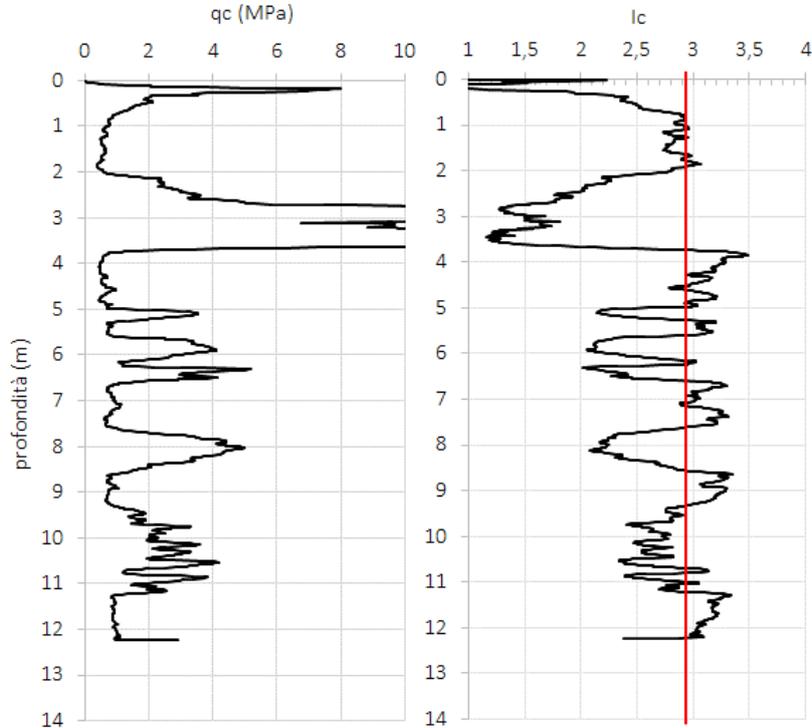
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine SCPTU11.



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU104; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



IRICAV2

ATI bonifica

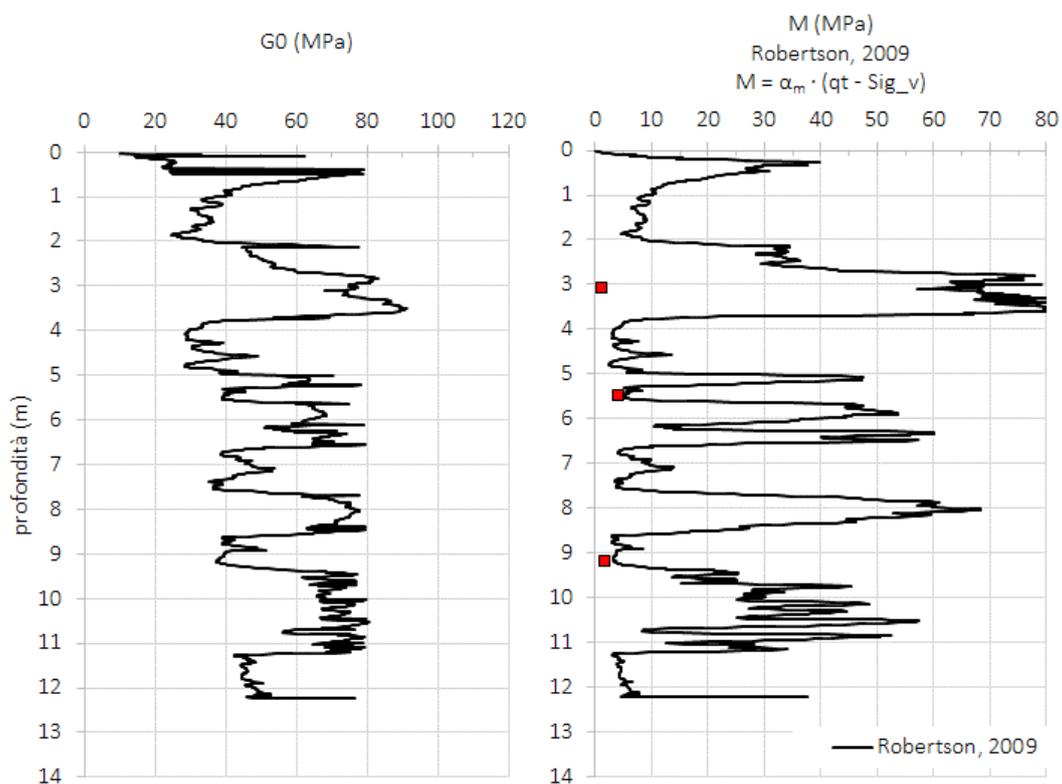
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

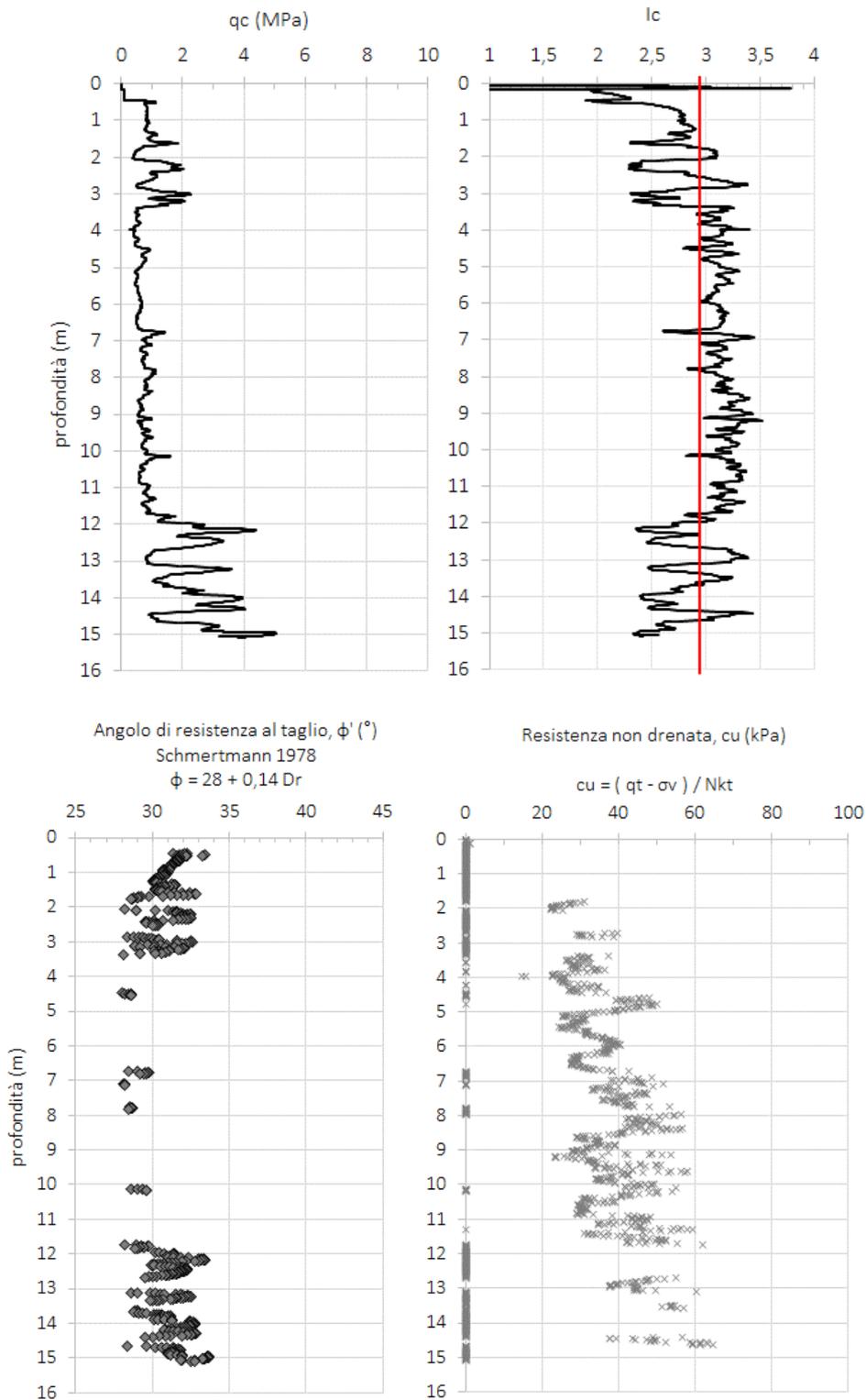
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU104.



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU105; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



IRICAV2

ATI bonifica

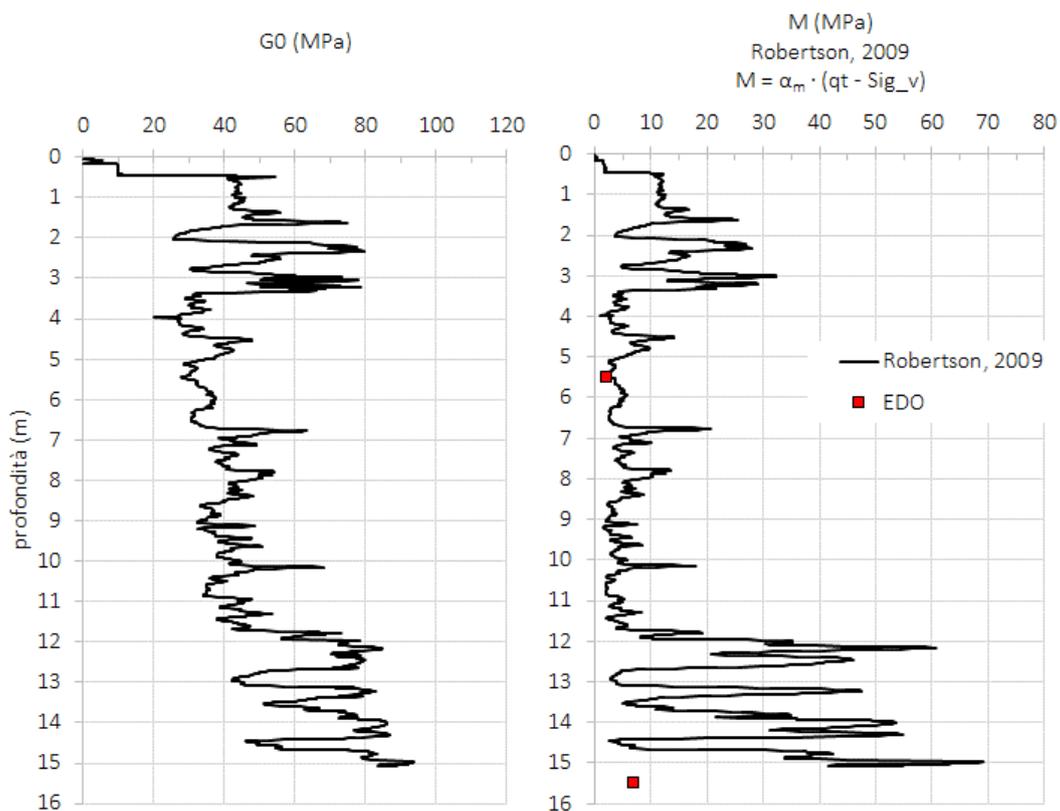
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU105.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

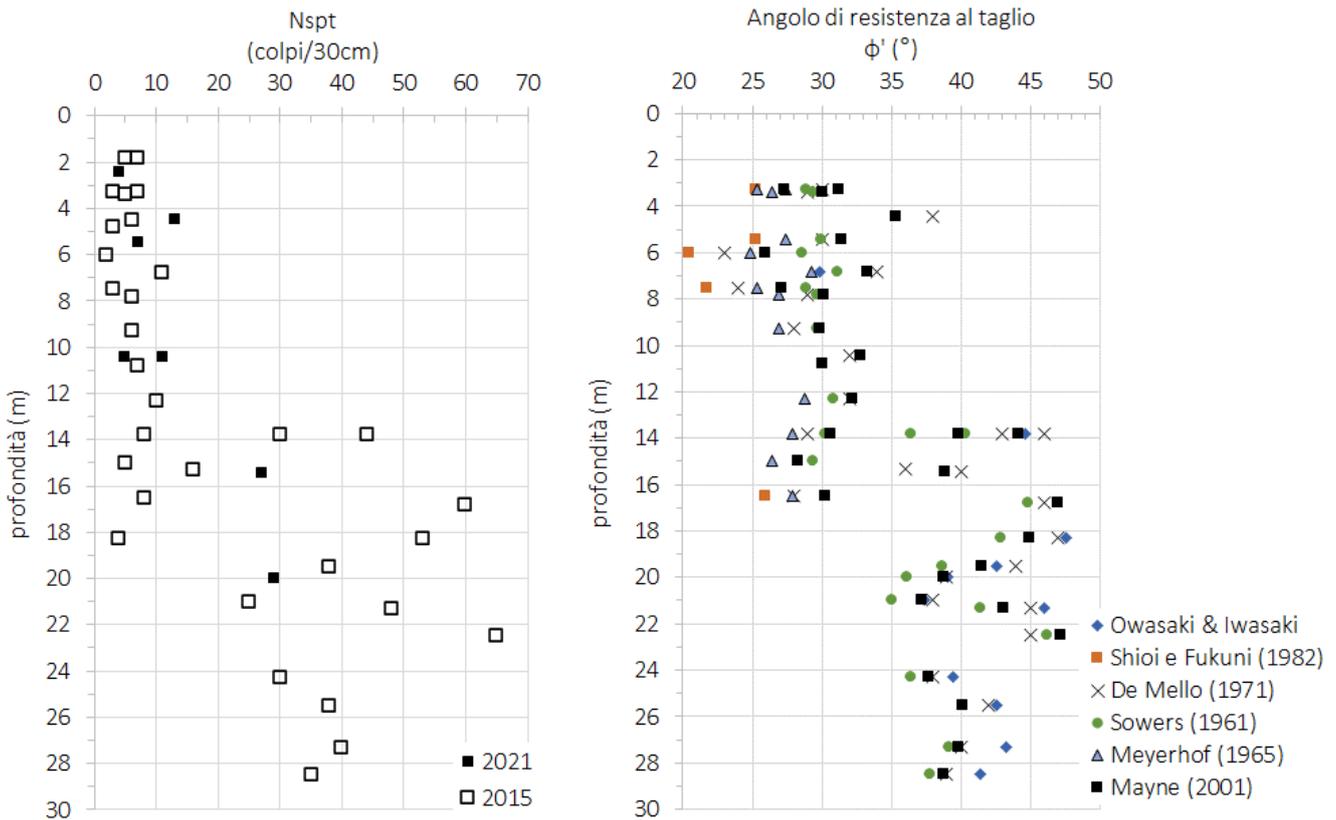
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

3.4 Prove penetrometriche dinamiche in foro SPT



Shioi e Fukuni - Japanese National Railway (1982)

$$\varphi' = 0.3 \cdot N_{spt} + 27^\circ$$

Owasaki & Iwasaki

$$\varphi' = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15^\circ$$

Per le sabbie fini e limose l'angolo di resistenza al taglio può essere valutato con la seguente correlazione:

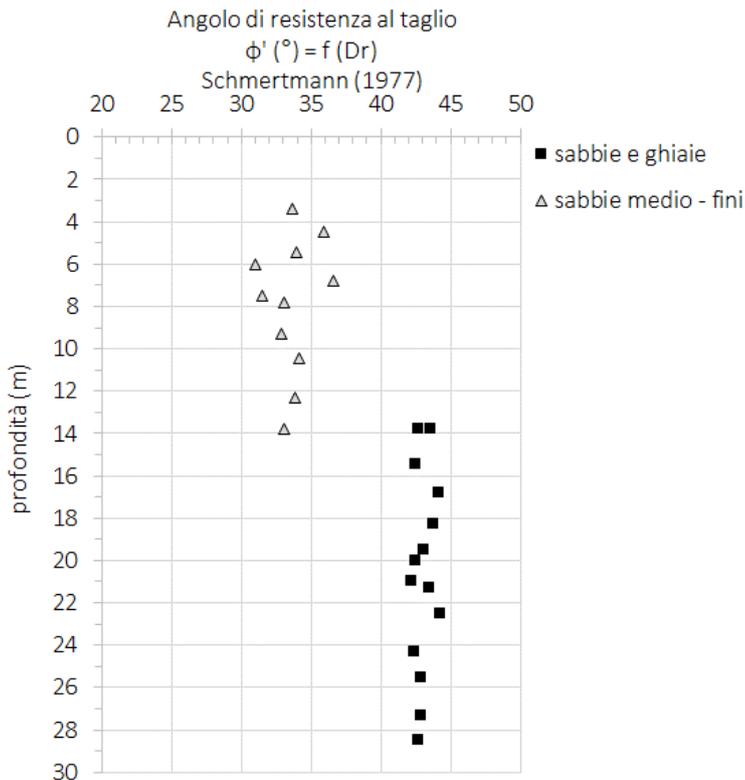
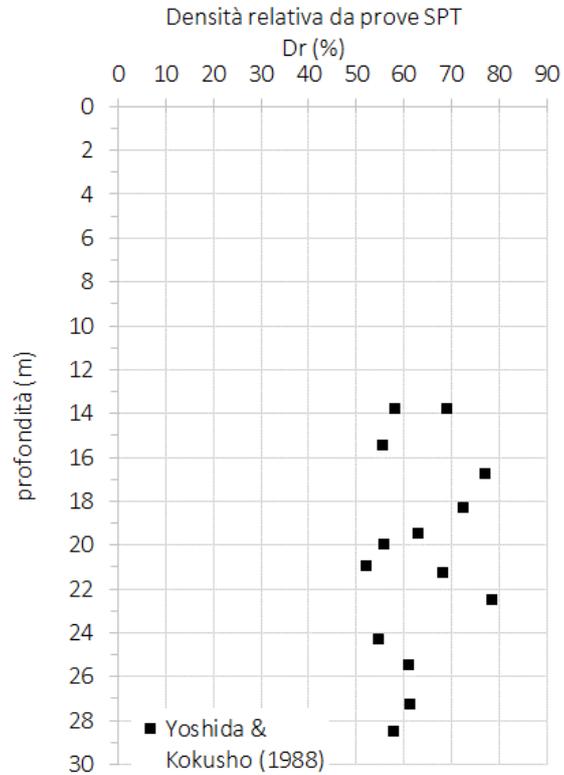
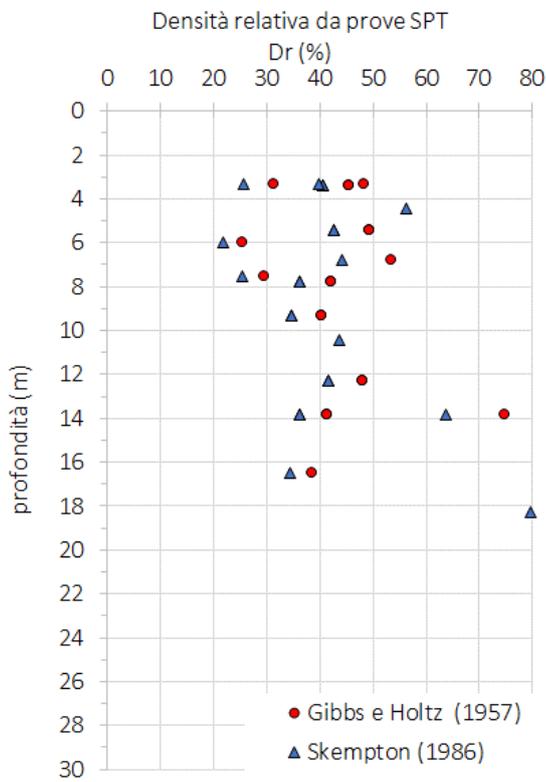
Shioi e Fukuni - Road Bridge Specification (1982)

$$\varphi' = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15^\circ$$

Per le sabbie in genere sono valide le seguenti correlazioni.

Meyerhof (1965) $\varphi' = 23.7 + 0.57N_{spt} - 0.006 N_{spt}^2$ (> 5%limo)

Sowers (1961) $\varphi' = 0.28 N_{spt} + 28$



Schmertmann (1977)

$$\varphi' = \alpha + \beta \cdot D_r$$

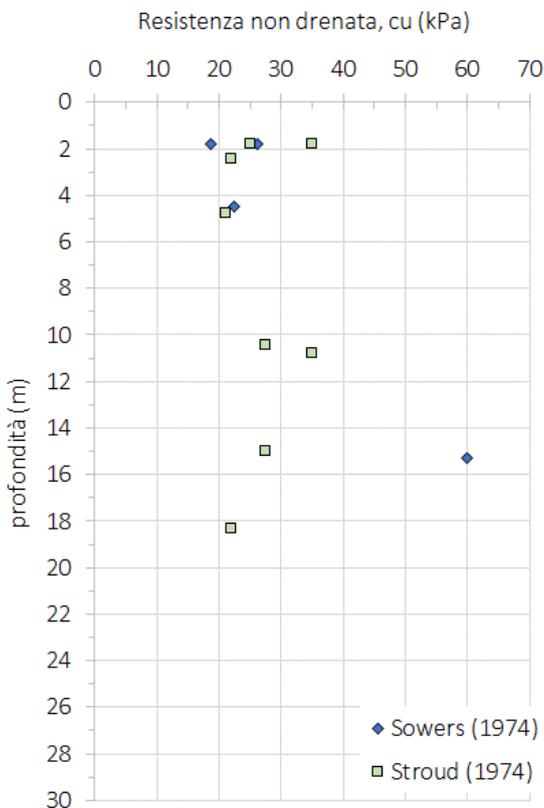
Ovvero:

$$\varphi' (\text{°}) = 38 + 0,08 \cdot D_r$$

sabbie e ghiaie

$$\varphi' (\text{°}) = 31,5 + 0,115 \cdot D_r$$

sabbie medio-fini



$$c_u = f_1 \cdot N_{spt} \text{ (stimato } f_1 = 75/20)$$

Sowers, valida per terreni argillosi a bassa plasticità

$$c_u = f_1 \cdot N_{spt} \text{ dove } f_1 = f(IP)$$

Stroud, 1974



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

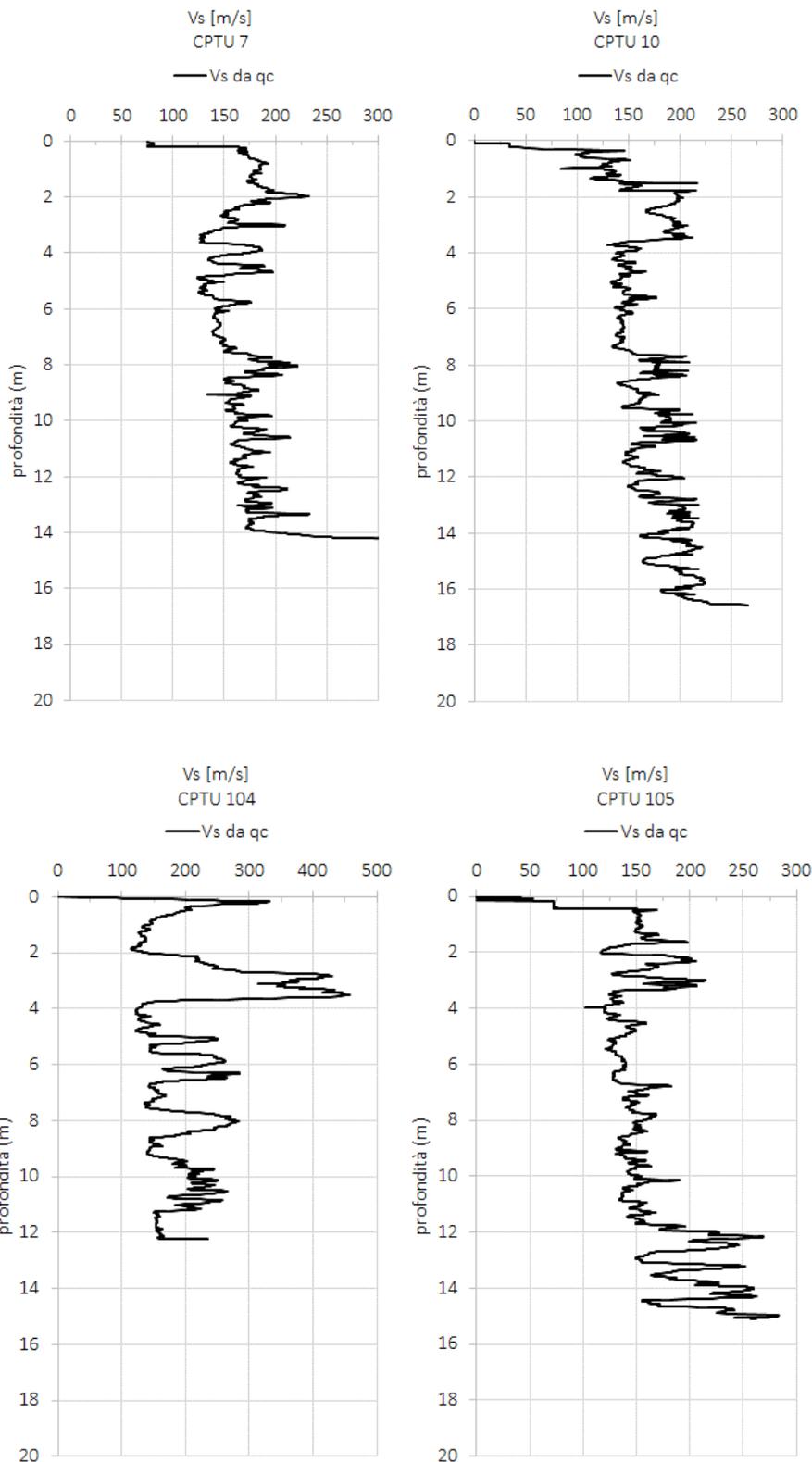
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

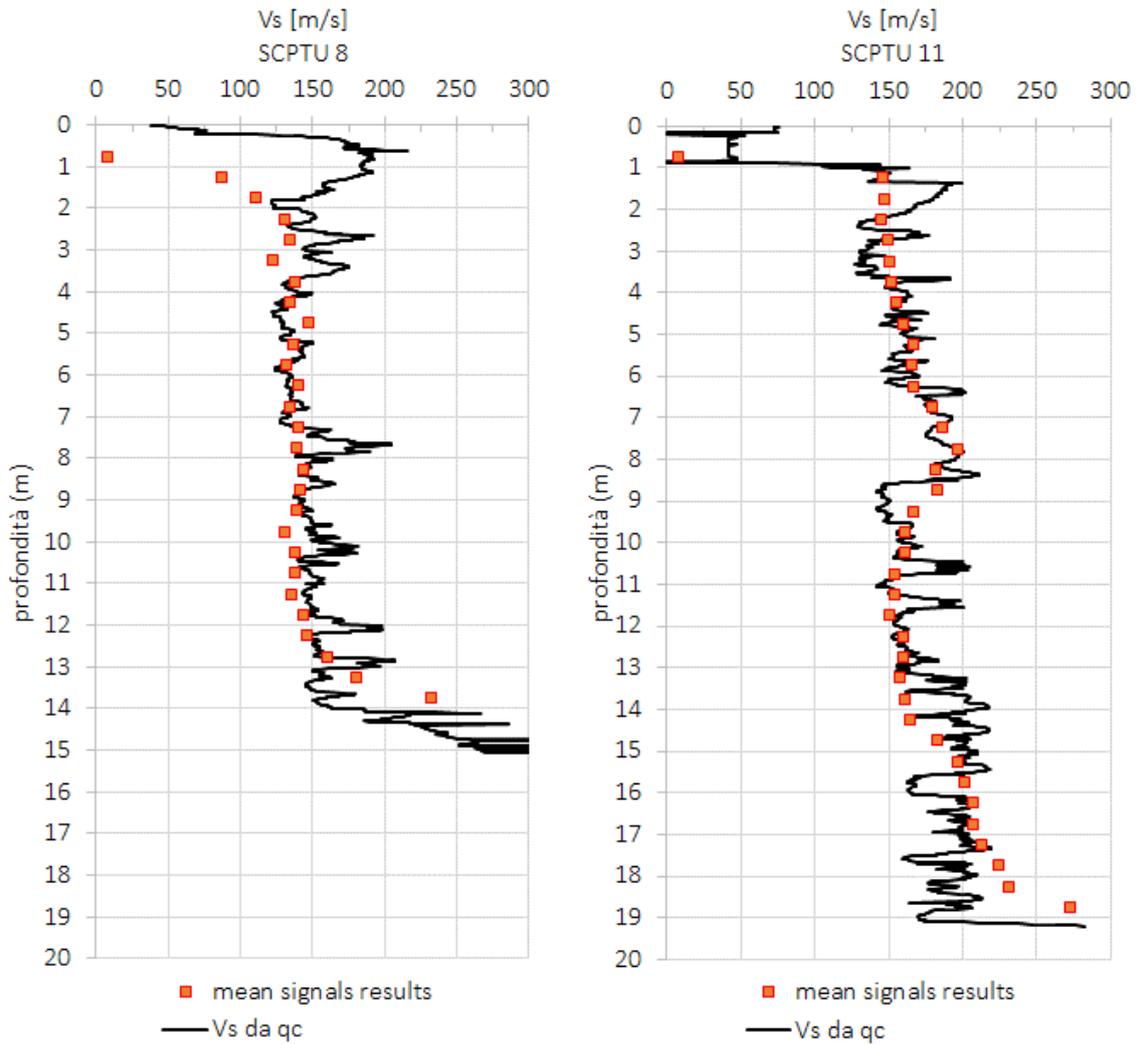
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

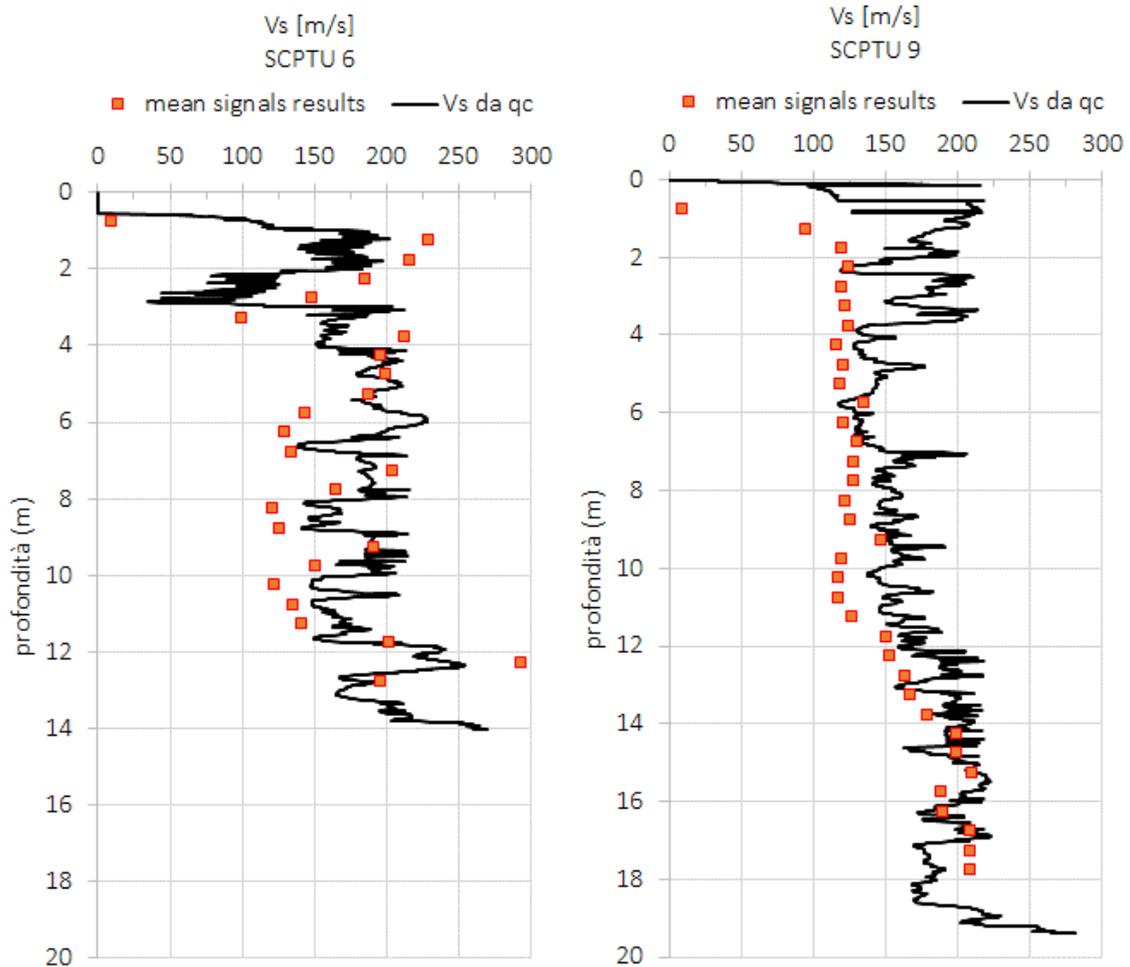
4 Valori di Vs da prove SCPTU, Down Hole e CPTU



Valori di Vs ricavati da valori stimati di G0 lungo le verticali di indagine di prove penetrometriche statiche seconda la relazione: $V_s = \text{rad}q (G_0 / \rho)$



Valori misurati delle onde di taglio durante l'esecuzione delle prove SCPTU 8 e SCPTU 11 e confronto con l'andamento di Vs ricavato da qc mediante correlazione.



Valori misurati delle onde di taglio durante l'esecuzione delle prove SCPTU 6 e SCPTU 9 e confronto con l'andamento di Vs ricavato da qc mediante correlazione.



ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

AMBITO 3 compreso fra le progressive km. 46+100 a km. 46+650

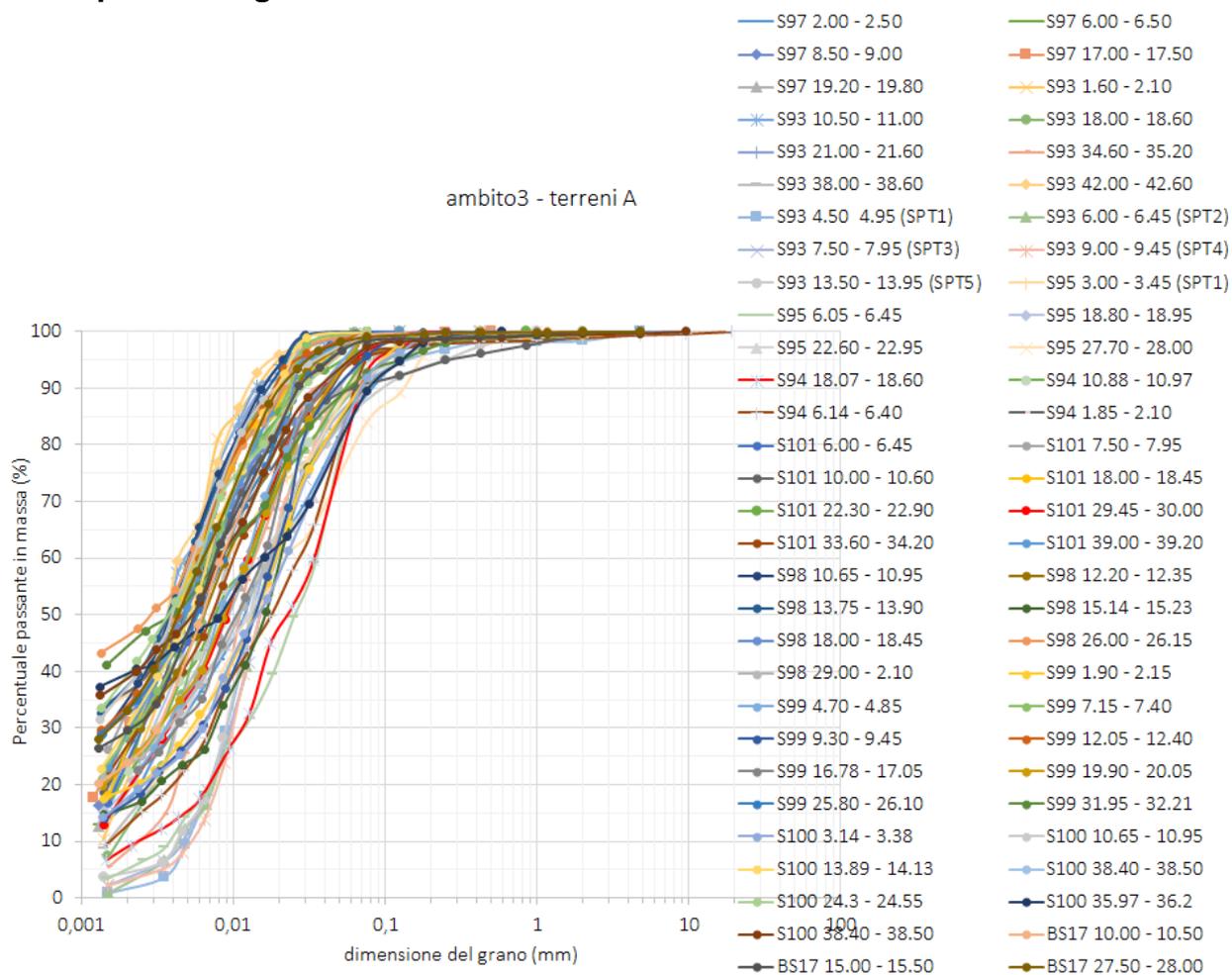
1 Indagini di riferimento

Campagna indagini 2015: sondaggi S94, S96, S93, S95, S97, S98, S99, S100, S101 e prove penetrometriche CPTU109, CPTU110, CPTU111, CPTU112.

Campagna indagini 2021: sondaggi BS13bis, BS17 e prove penetrometriche CPTU12.

2 Risultati delle prove di laboratorio

2.1 Composizione granulometrica



Curve granulometriche dei campioni di terreni A (indagini 2015 e indagini 2021).



IRICAV2

ATI bonifica

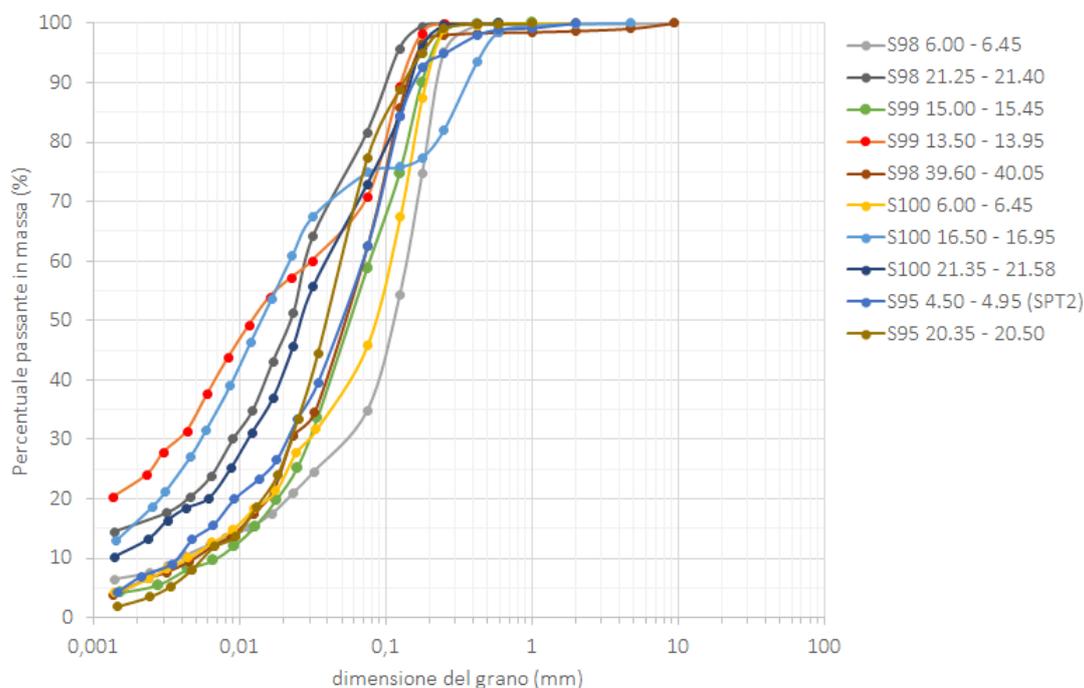
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

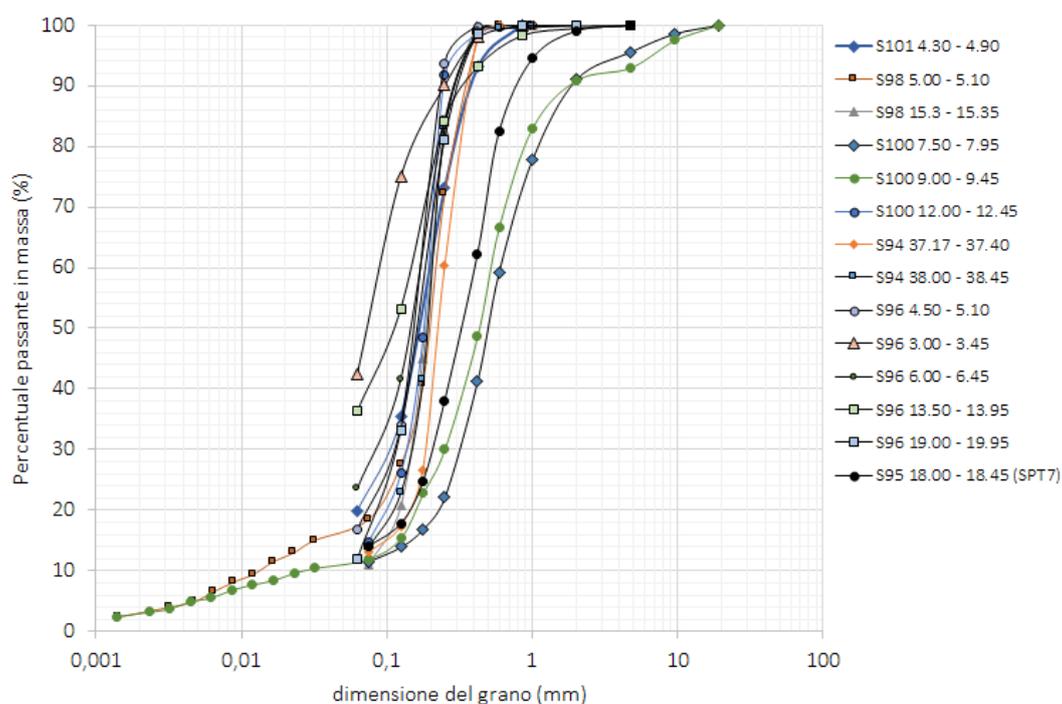
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Curve granulometriche dei campioni di terreni B (indagini 2015).



Curve granulometriche dei campioni di terreni C (indagini 2015).



IRICAV2

ATI bonifica

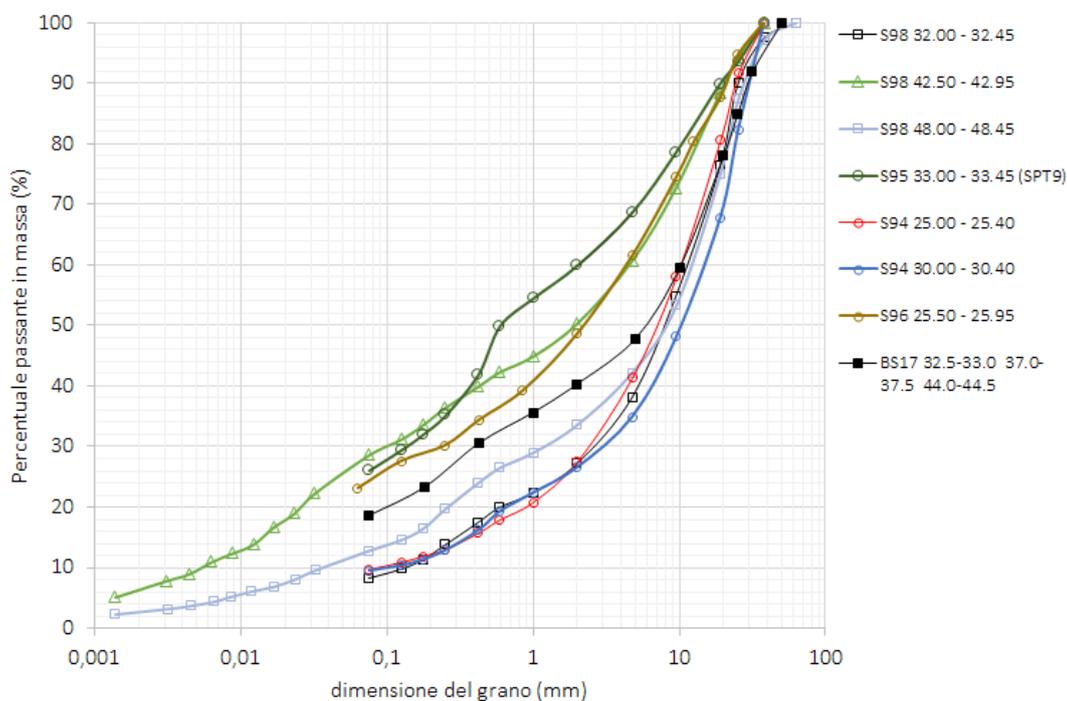
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Curve granulometriche dei campioni di terreni D (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

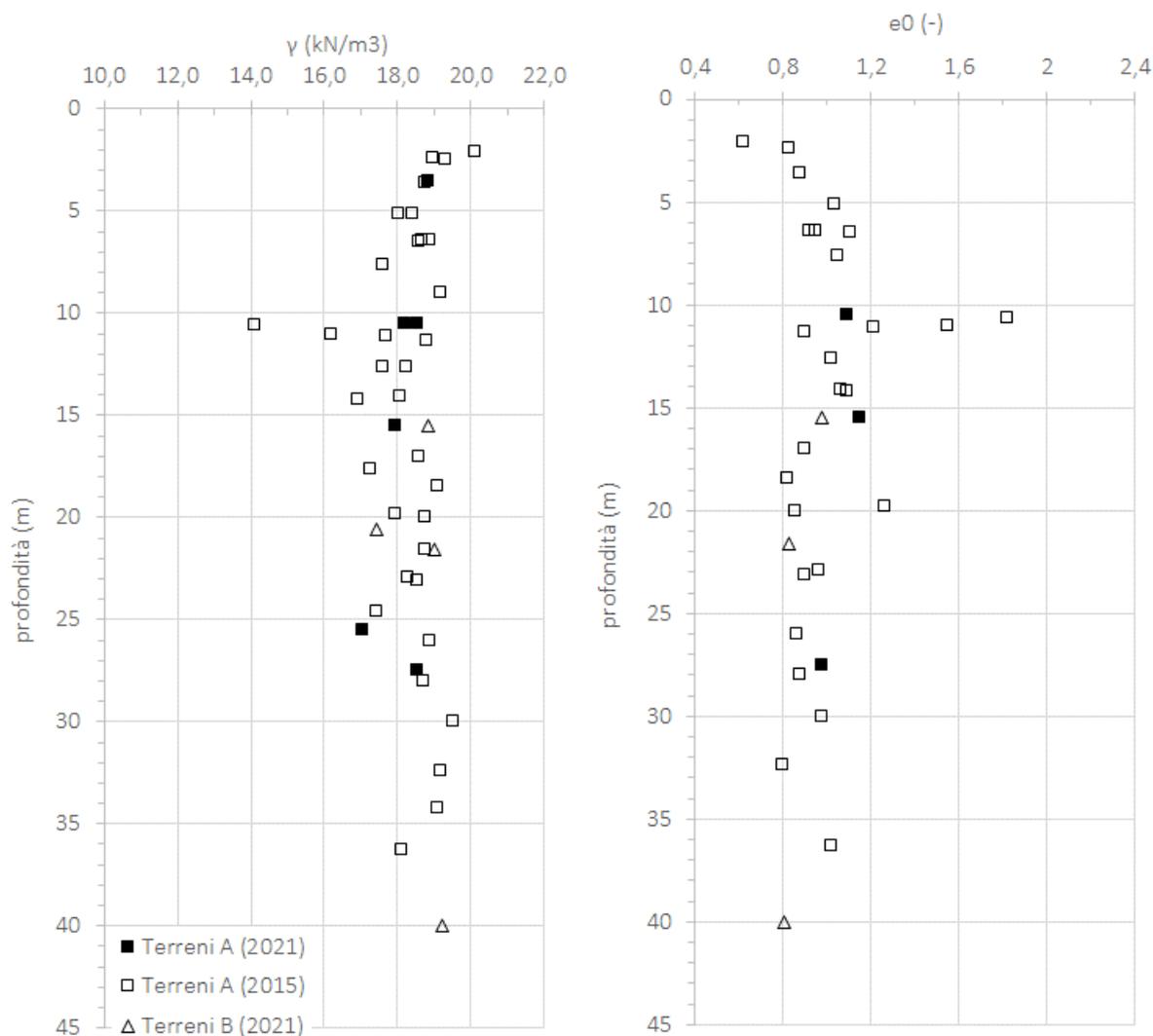
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

2.2 Proprietà fisiche



Peso dell'unità di volume ed Indice dei vuoti dei campioni prelevati indisturbati per i terreni A e B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



IRICAV2

ATI bonifica

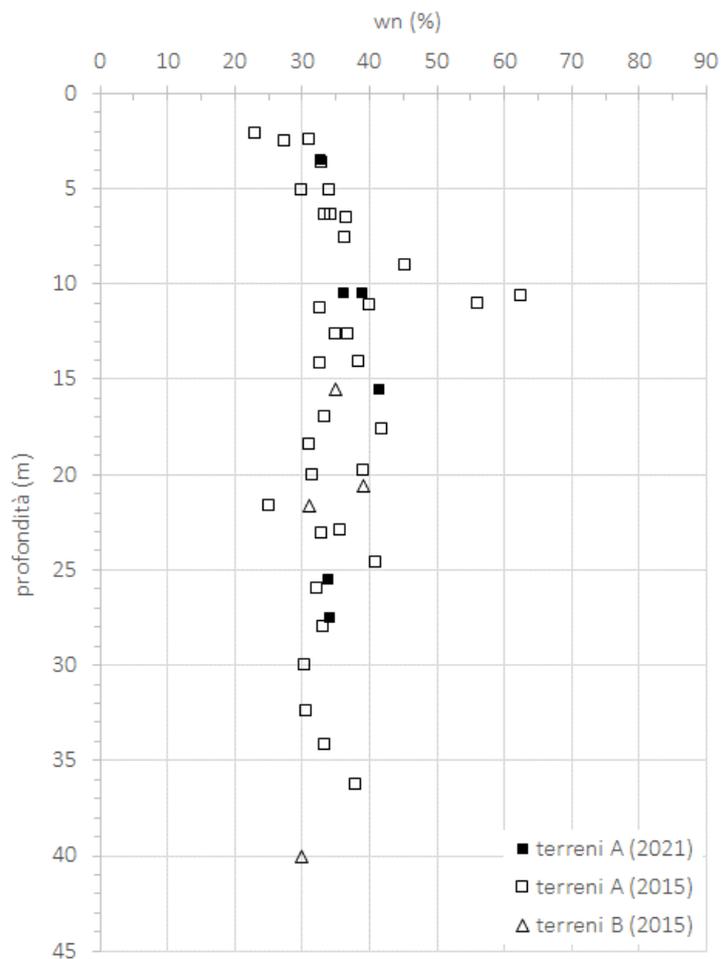
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

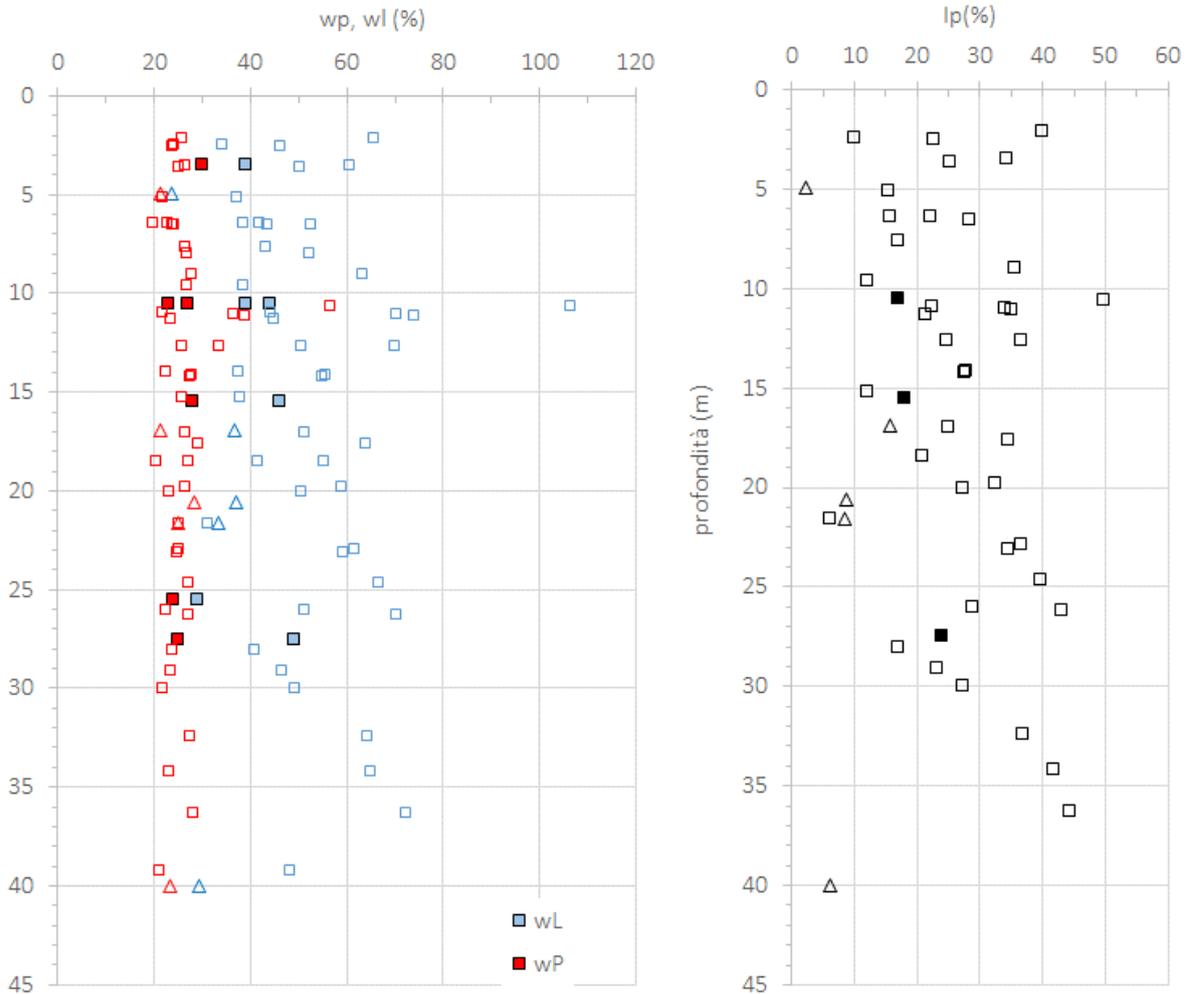
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

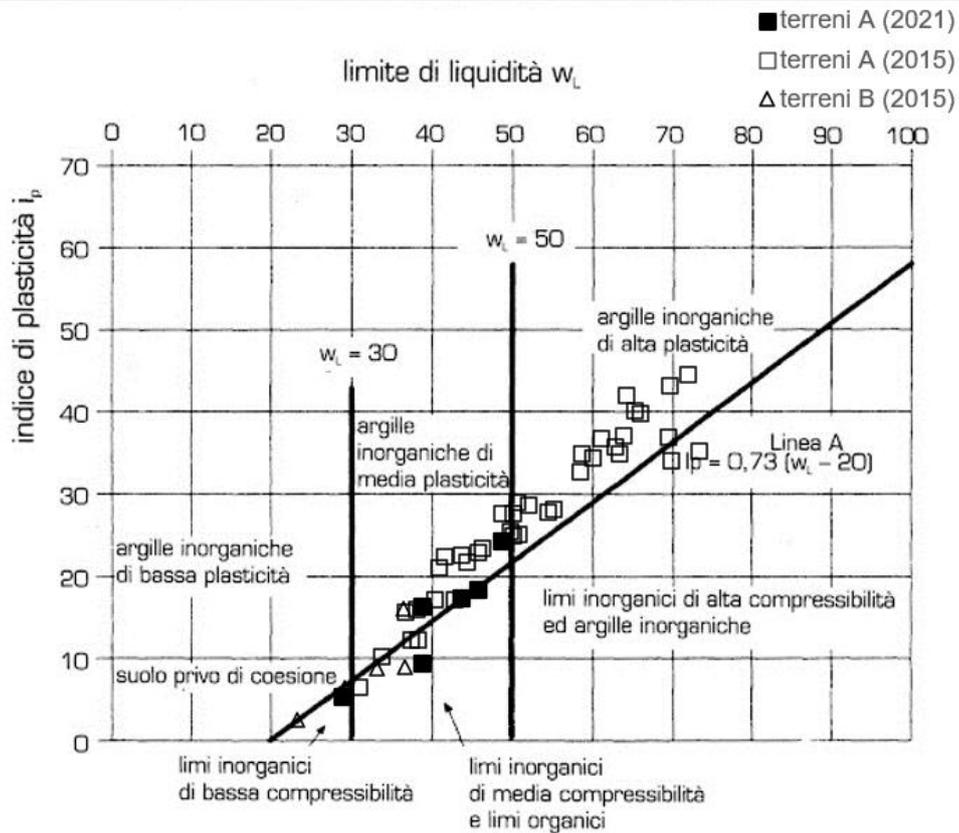
Pag
00.A



Contenuto d'acqua naturale, w_n , da campioni prelevati indisturbati di terreni A e dei terreni B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



Contenuti d'acqua al limite di liquidità e di plasticità, wl e wp, e indice di plasticità, Ip, dei terreni A e dei terreni B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



Carta di plasticità di Casagrande in cui sono riportati campioni di terreni A e terreni B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

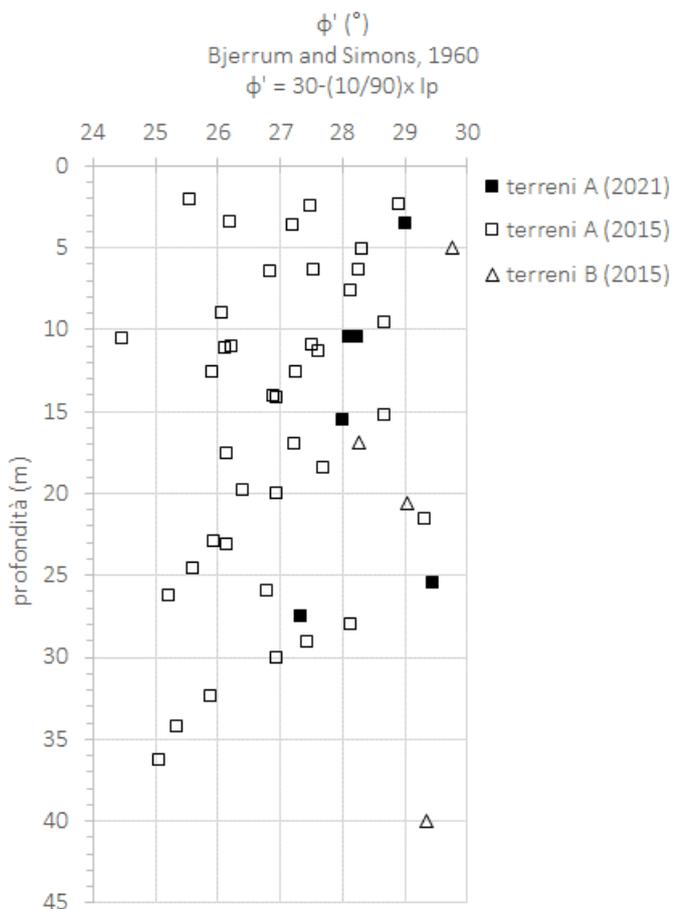
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

2.3 Risultati delle prove di resistenza in cella triassiale e in scatola di taglio diretto, e risultati delle prove di compressione edometrica.

2.3.1 Parametri in termini di tensioni efficaci



Angolo di resistenza a taglio ottenuto dal valore dell'indice di plasticità (Bjerrum and Simons, 1960).



IRICAV2

ATI bonifica

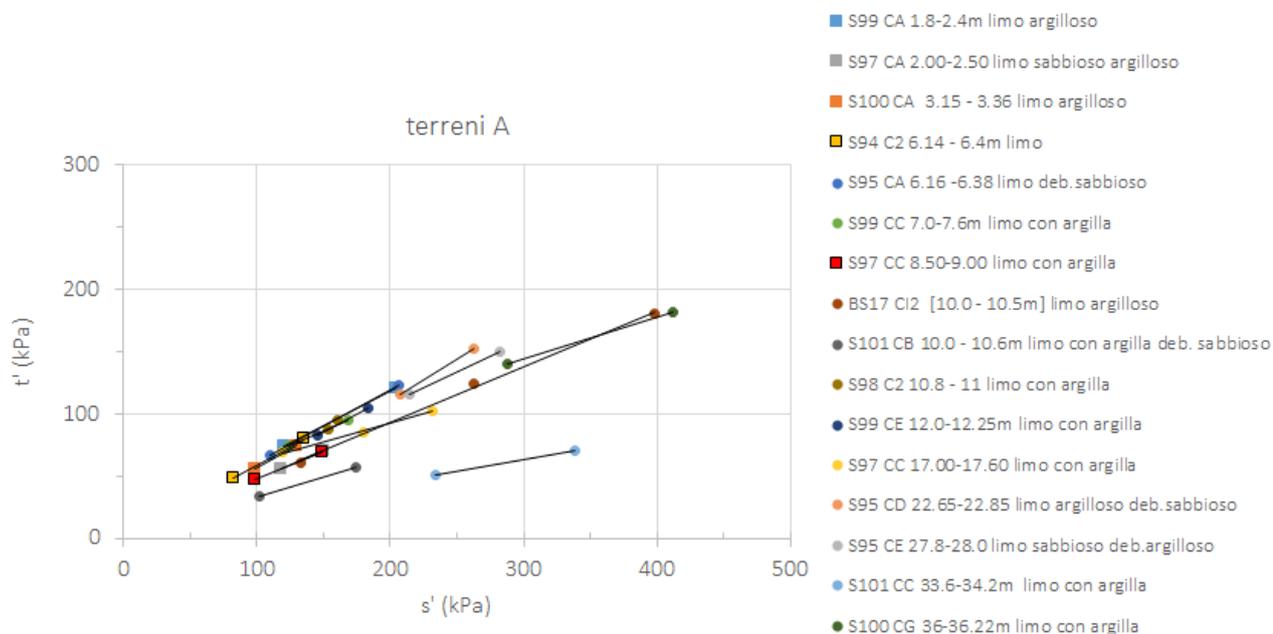
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

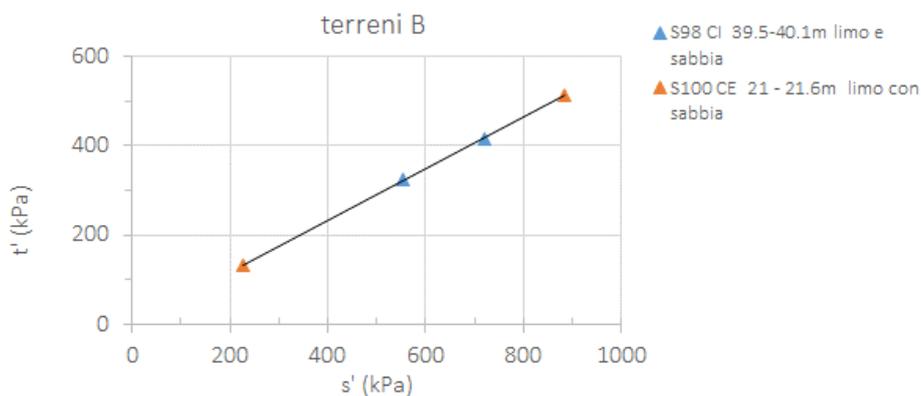
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Risultati delle prove in cella triassiale eseguite su 16 campioni (33 provini complessivi) di terreni A, in termini di involucro di rottura nel piano (t' , s').



Risultati delle prove in cella triassiale eseguite su 2 campioni (4 provini) di terreno B, in termini di involucro di rottura nel piano (t' , s').



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

Terreni A		
z (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)
2.0	0.0	35
2.5	0.0	27.5
3.3	10.0	34.0
6.2	0.0	36.0
6.3	3.0	35
7.5	21.0	26.0
8.5	5.0	25.5
10.0	3.0	27
10.3	0.0	19.0
11.0	0.0	35.0
12.0	0.0	35.0
17.0	35.0	17.0
22.7	0.0	35.0
28.0	9.0	30.0
34.0	6.0	11.0
36.0	45.0	20.0

Parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, c' e ϕ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito, ottenuti da prove in cella triassiale per i terreni A.

Terreni B		
z (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)
21.5	0.0	35
40.0	0.0	35

Parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, c' e ϕ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito, ottenuti da prove in cella triassiale per i terreni B.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

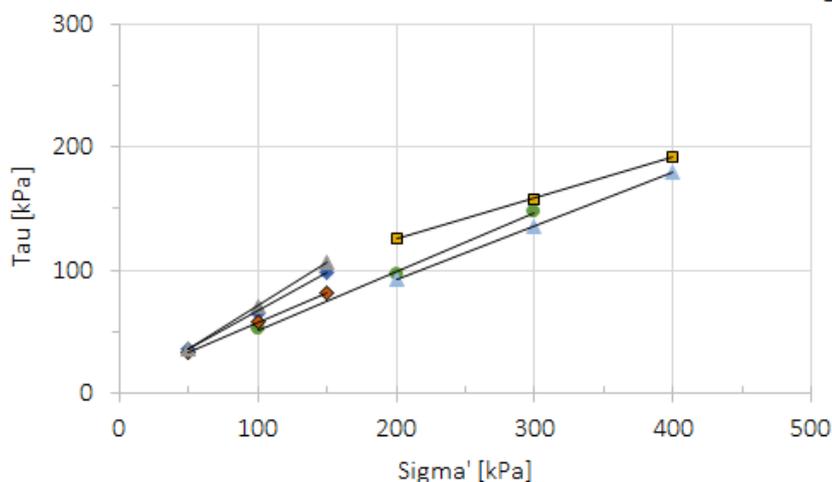
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

- ◆ BS17 CI2 [10.0-10.5m] limo argilloso
- BS17 CI3 [15.0-15.5m] limo con argilla
- ▲ BS17 CI4 [27.50-28.0 m] limo con argilla
- ◆ BS13bis CI1 3.0-3.5m limo argilloso
- ▲ BS13bis CI2 10.0-10.5m limo con argilla
- BS13bis CI4 25.0-25.5m limo con argilla/argilloso



Risultati delle prove in scatola di taglio eseguite su 6 campioni (18 provini complessivi) per il terreno A.

Terreni A		
z (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)
3.0	9.0	26.0
10.0	0.0	35.0
10.0	4.0	32.0
15.0	10.0	16.0
15.0	4.0	25.0
25.0	60.0	18.0
27.5	6.0	24.0

Risultati delle prove in scatola di taglio eseguite su 7 campioni (21 provini complessivi) per il terreno A, in termini di parametri di resistenza efficaci c' e ϕ' calcolati per ciascun campione.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

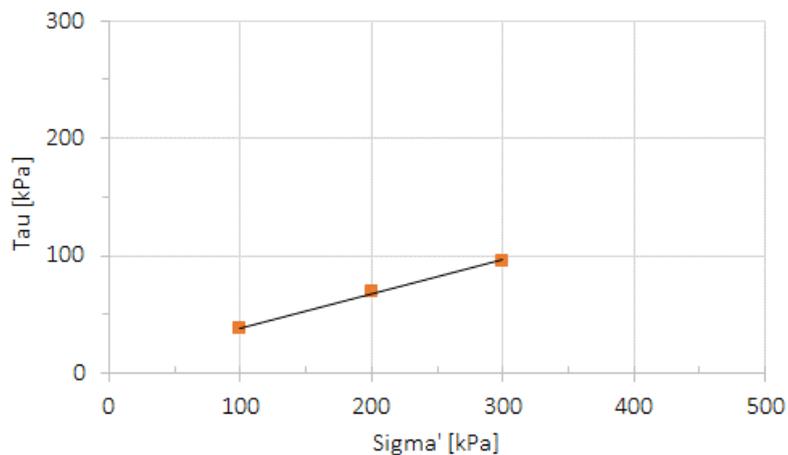
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

■ BS13bis C13 15.0-15.5m sabbia con limo argilloso



Risultati delle prove in scatola di taglio eseguite su 1 campione (3 provini) per il terreno B.

Terreni B		
z (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)
15.0	10.0	16.0

Risultati delle prove in scatola di taglio eseguite su 1 campione per il terreno B, in termini di parametri di resistenza efficaci c' e ϕ' calcolati per ciascun campione.



IRICAV2

ATI bonifica

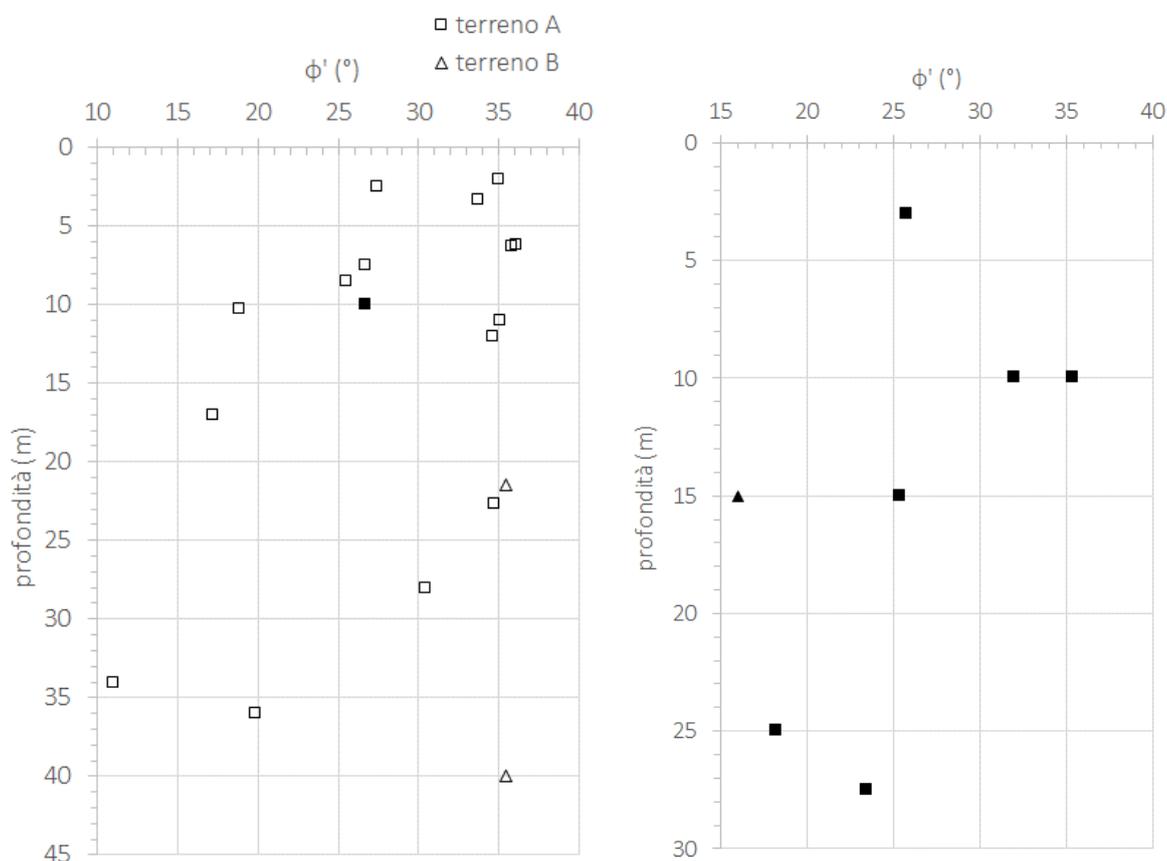
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

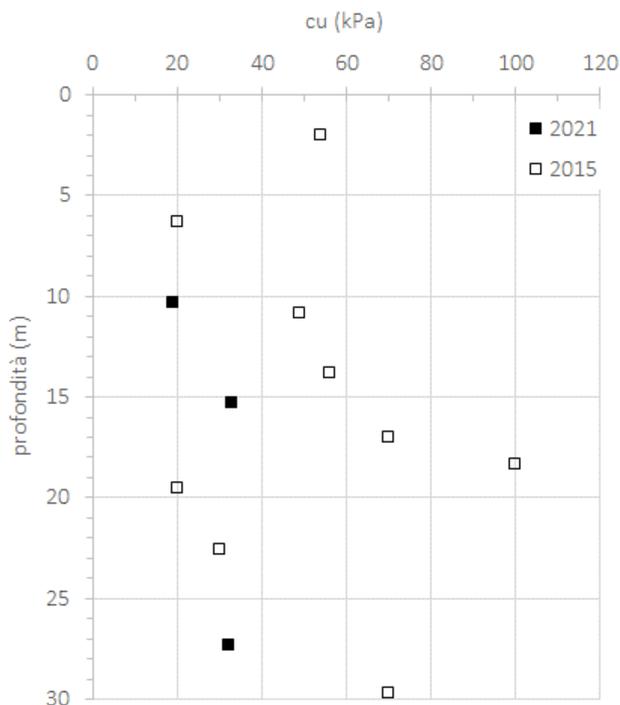
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' , ottenuto da prove in cella triassiale (prova triassiale Consolidata e Non drenata) e di taglio diretto, con la profondità, per terreni A e terreni B (simboli vuoti: indagini 2015; simboli pieni: indagini 2021).).

2.3.2 Parametri in termini di tensioni totali



Parametri di resistenza al taglio non drenata per i terreni A ottenuti da prove in cella triassiale



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

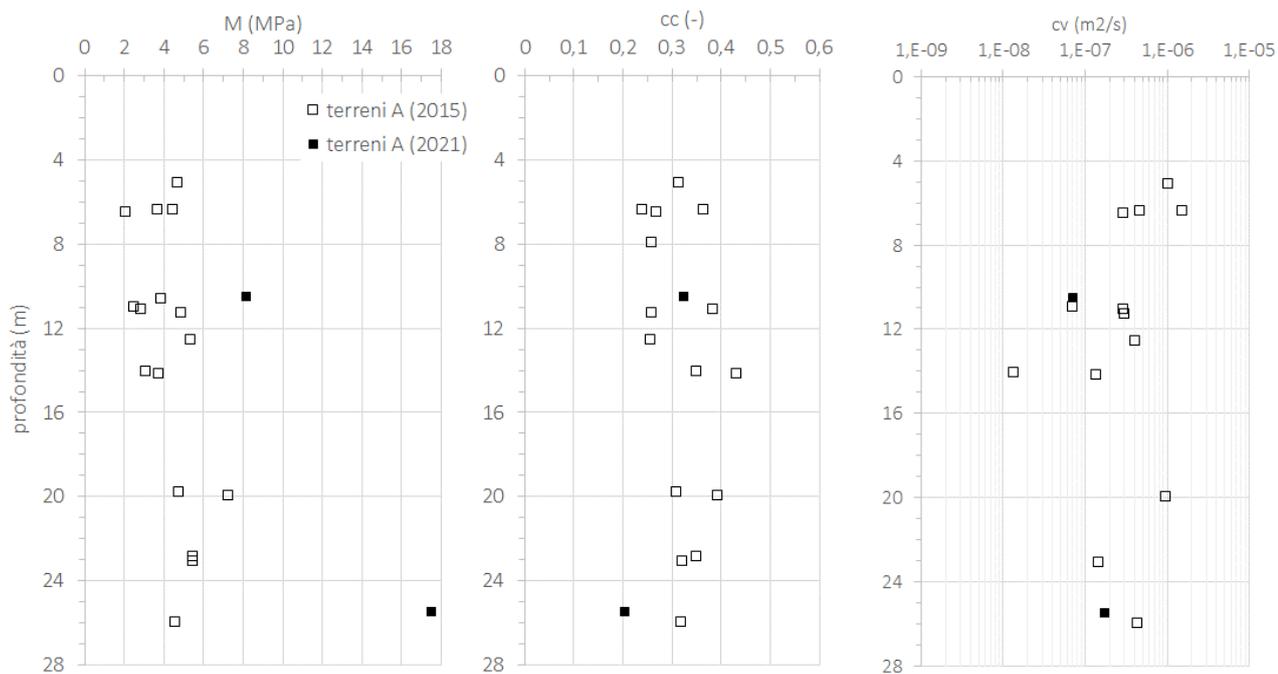
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

2.4 TERRENI A e B - Rigidezza e coefficiente di consolidazione da prova edometrica



M: modulo di compressione edometrica (dilatazione trasversale impedita); cv: coefficiente di consolidazione (m²/s) relativo agli intervalli di pressione efficace $\sigma_v' = 200-400$ kPa



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

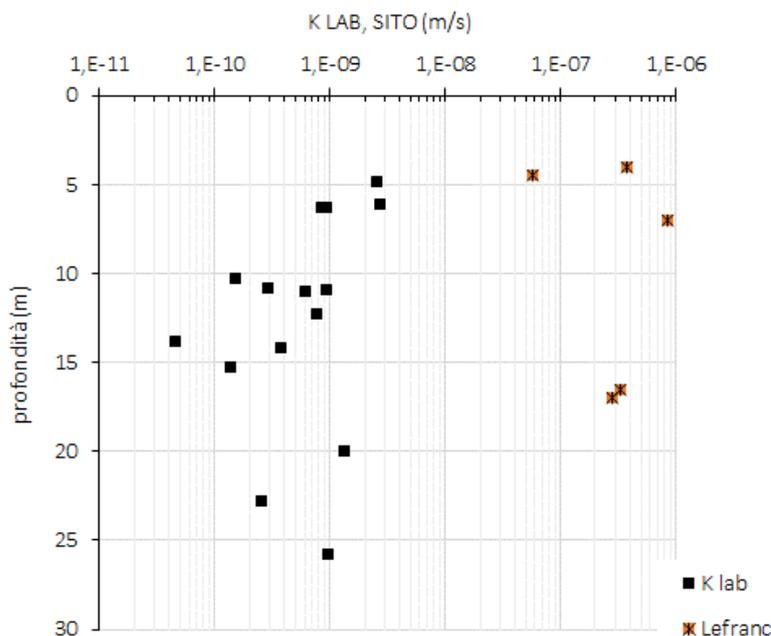
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

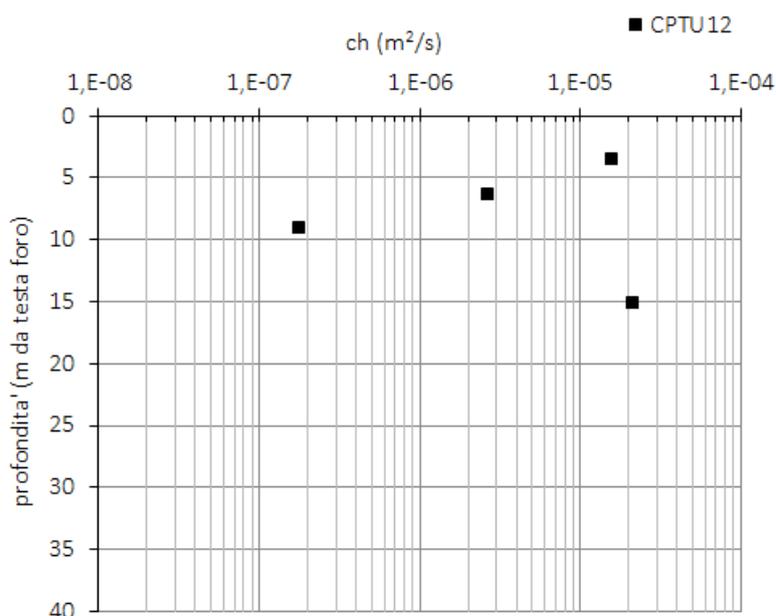
Pag
00.A

3 Risultati prove in sito

3.1 Terreni A e B - permeabilità da prova LeFranc e da prova edometrica



3.2 Risultati di prove di dissipazione lungo le verticali CPTU



Interpretazione delle prove di dissipazione durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica CPTU12: valori del coefficiente di consolidazione, ch (m²/s)



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

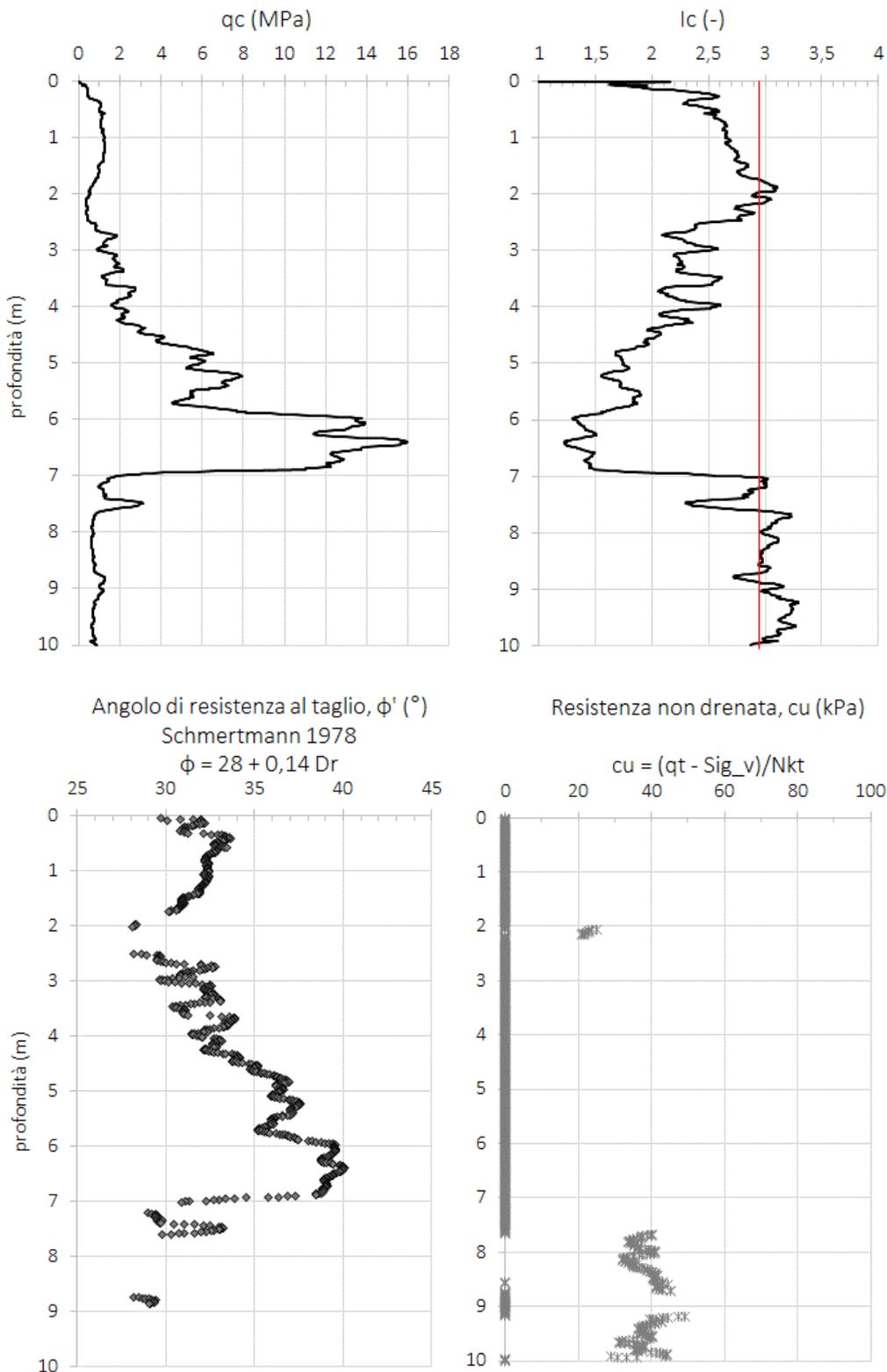
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

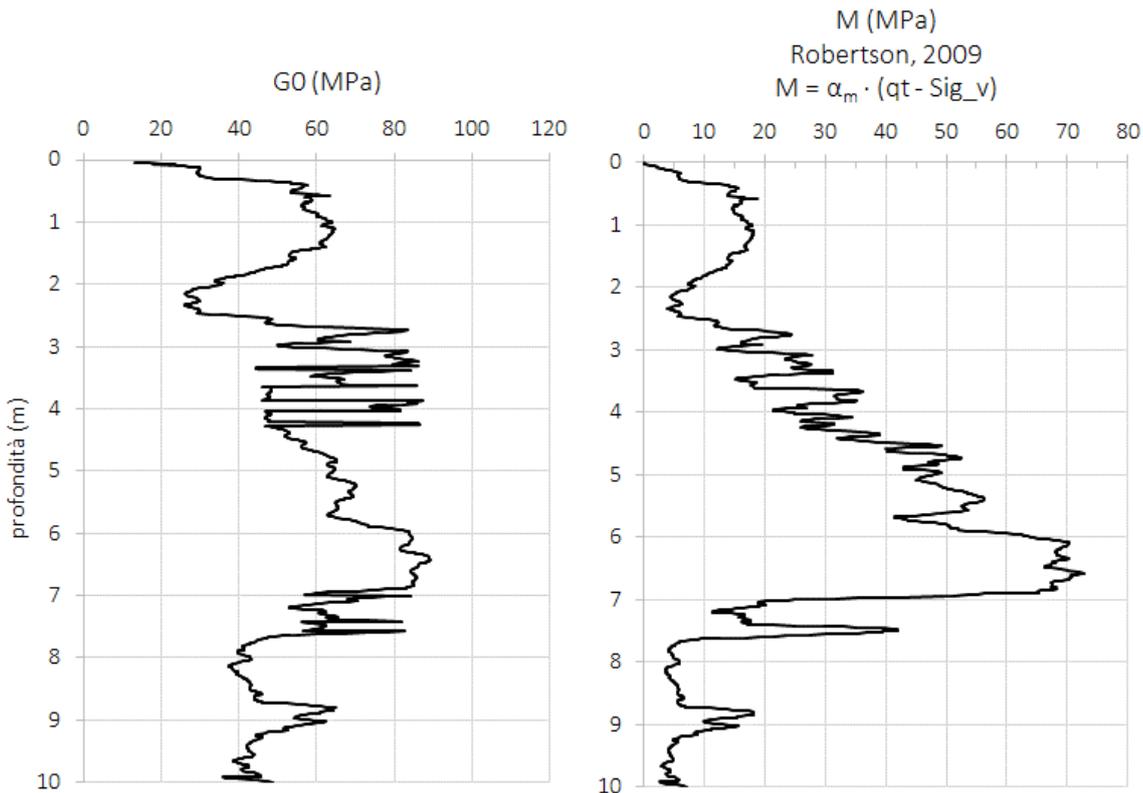
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

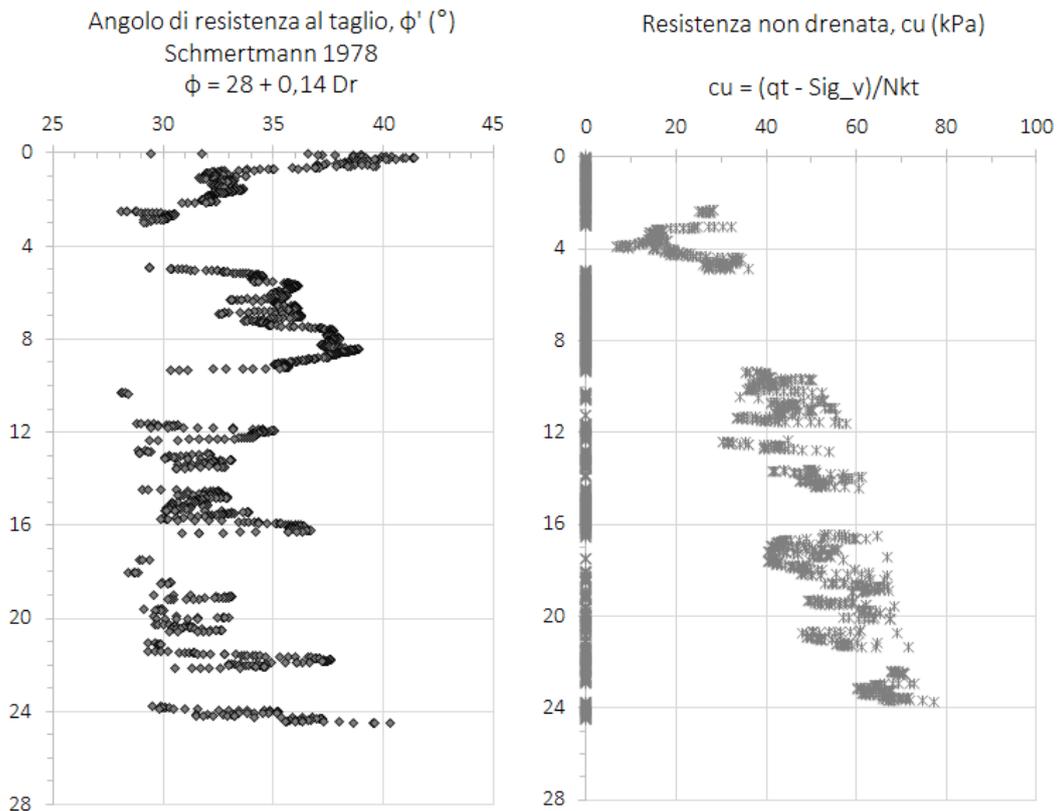
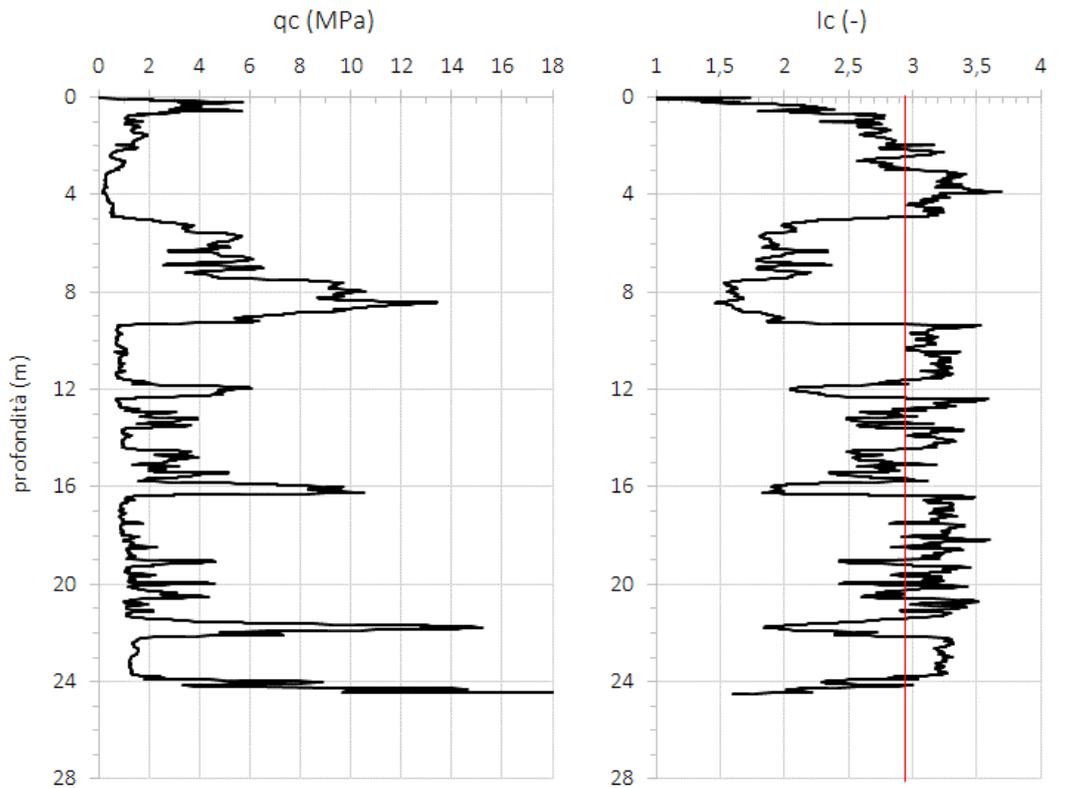
3.3 Prove penetrometriche statiche con misura delle pressioni interstiziali, CPTU, e dinamiche, SCPTU



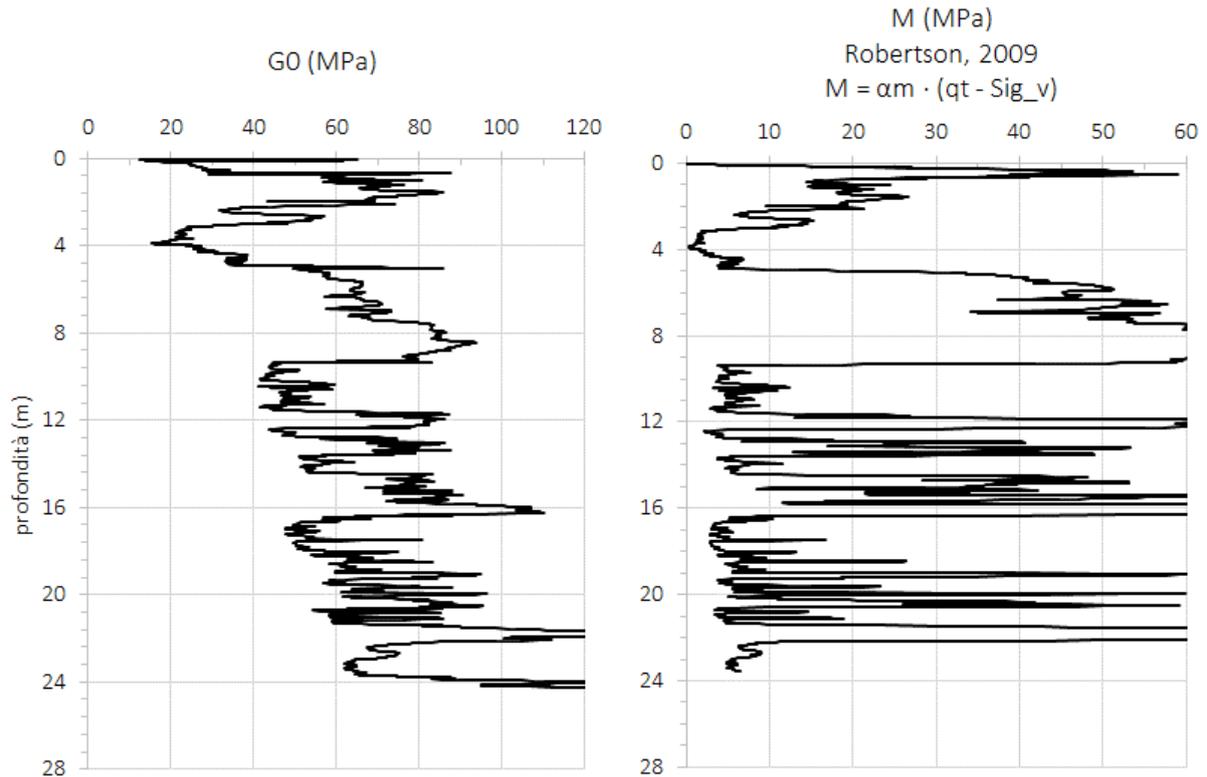
Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU109; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' ($^\circ$) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU109. Viene riportato anche il risultato di una prova di laboratorio su campione indisturbato di terreno A per la stima del modulo edometrico.



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU110; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' ($^\circ$) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU110. Viene riportato anche il risultato di una prova di laboratorio su campione indisturbato di terreno A per la stima del modulo edometrico.



IRICAV2

ATI bonifica

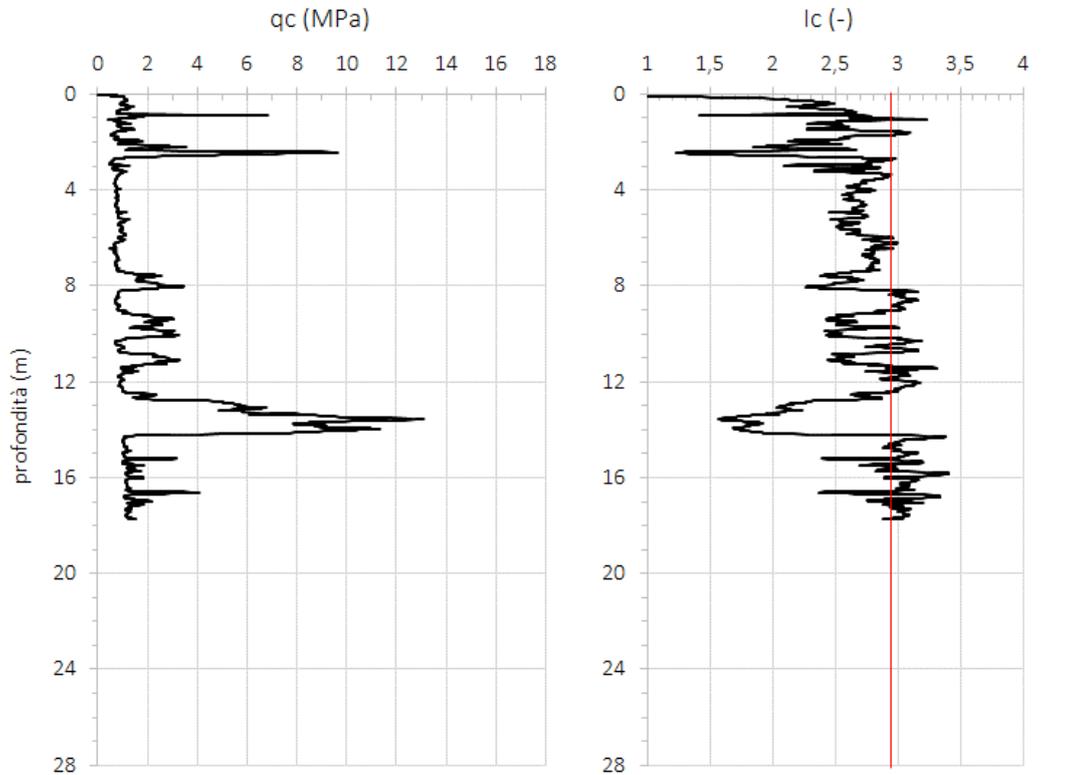
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

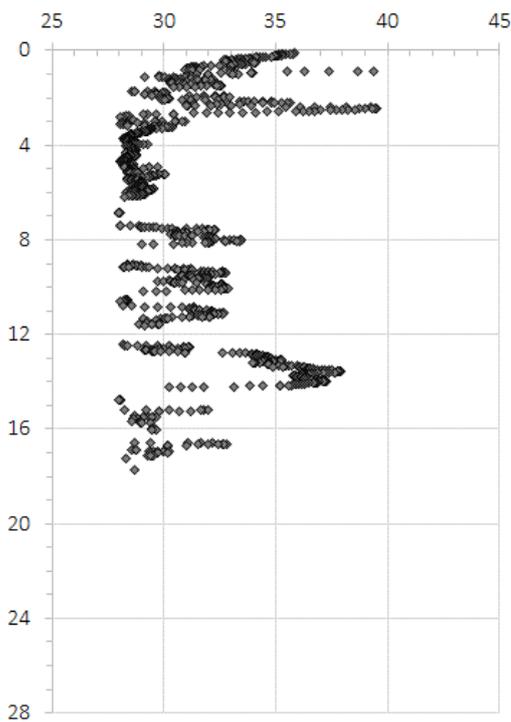
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

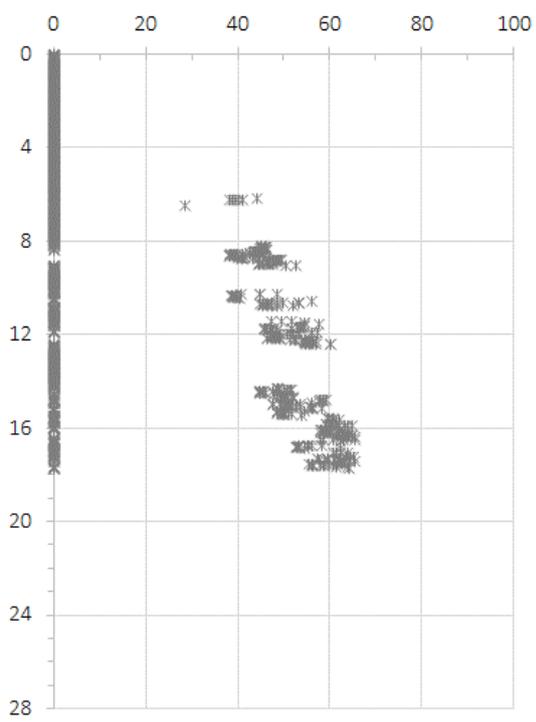


Angolo di resistenza al taglio, ϕ' (°)
Schmertmann 1978
 $\phi = 28 + 0,14 Dr$



Resistenza non drenata, c_u (kPa)

$$c_u = (q_t - \text{Sig}_v) / N_{kt}$$





IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

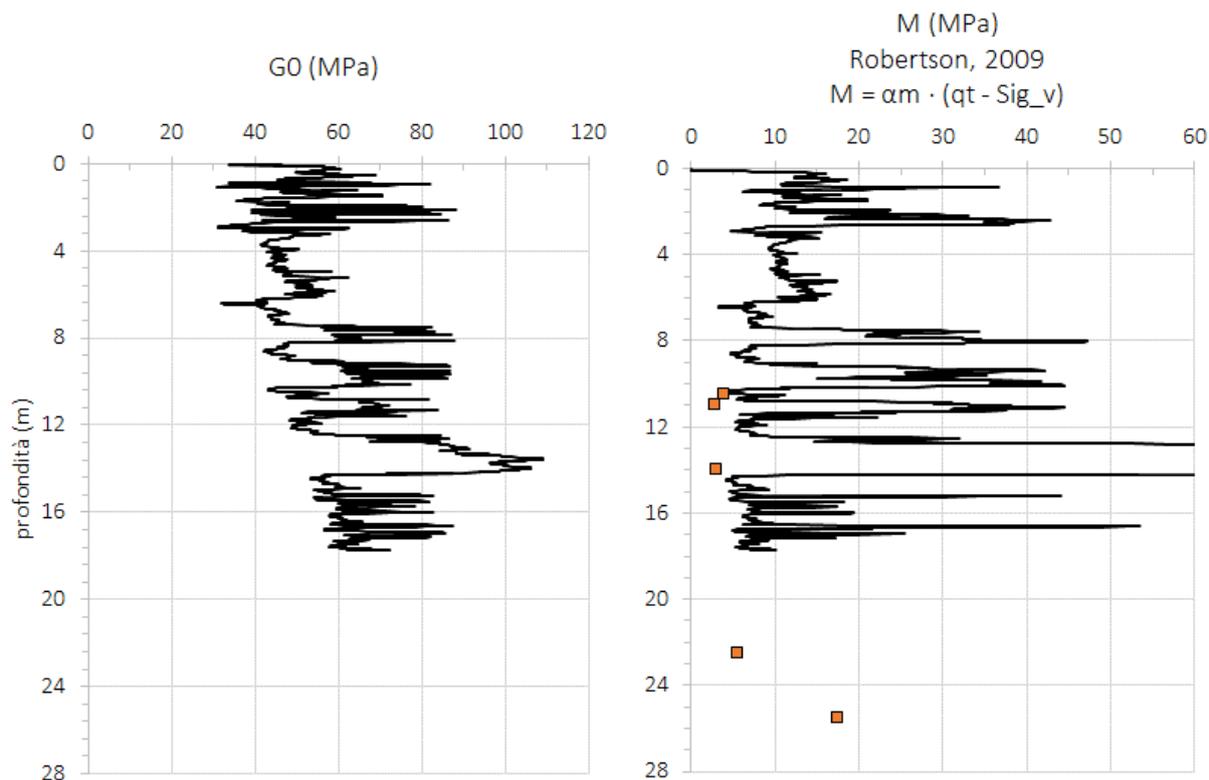
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU111; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' ($^\circ$) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU111. Viene riportato anche il risultato di una prova di laboratorio su campione indisturbato di terreno A per la stima del modulo edometrico (S99, S101, BS13bis).



IRICAV2

ATI bonifica

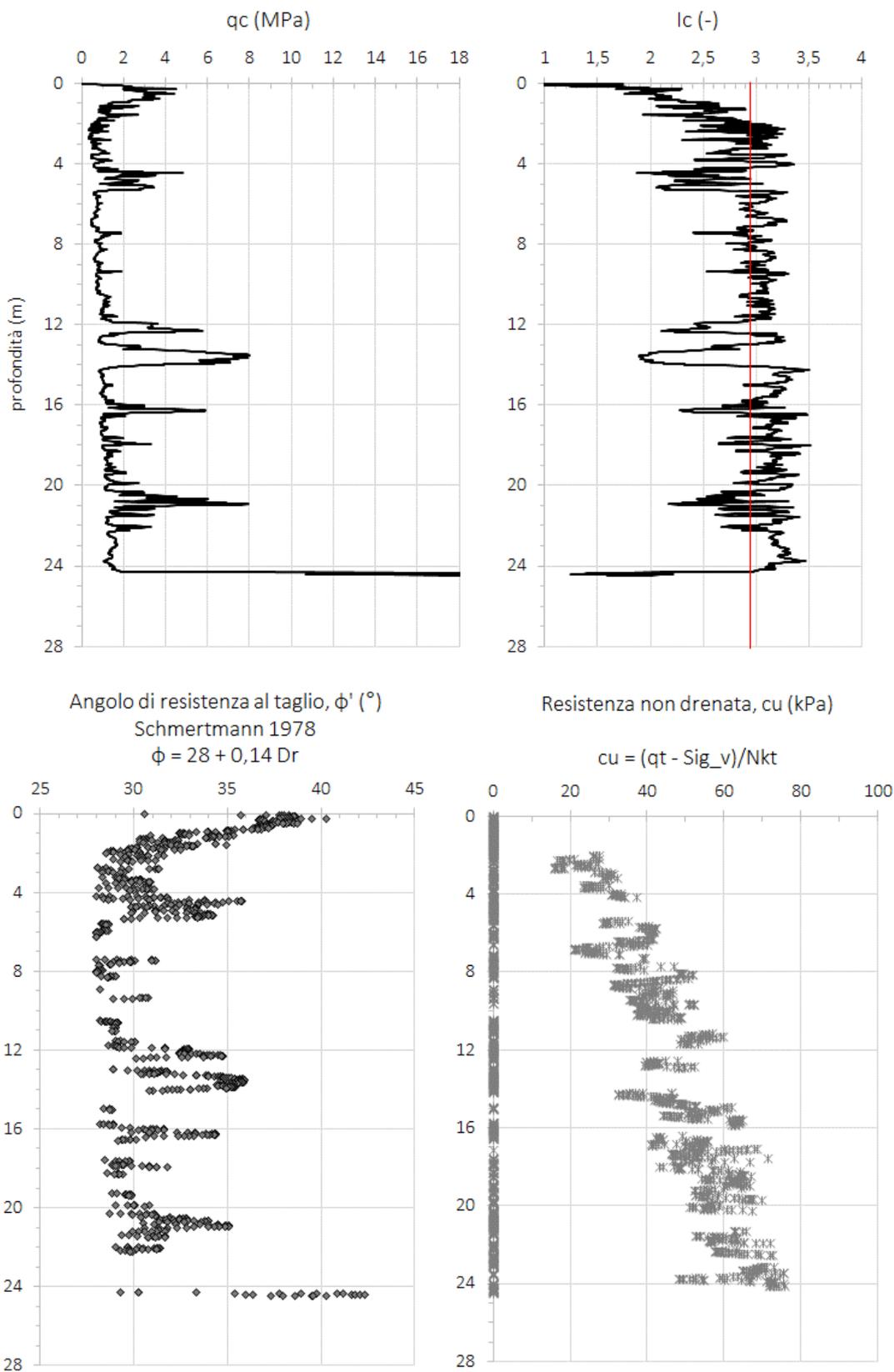
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

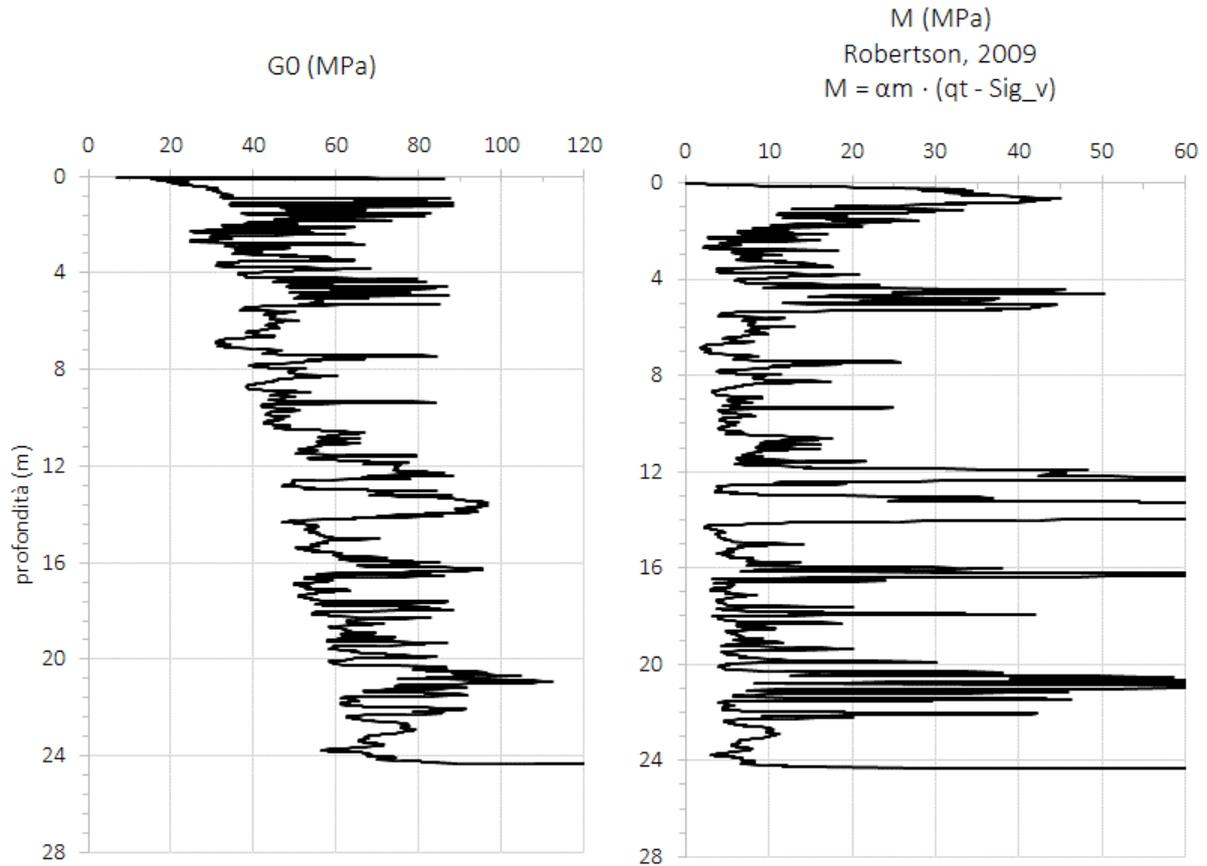
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A



Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU112; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU112.



IRICAV2

ATI bonifica

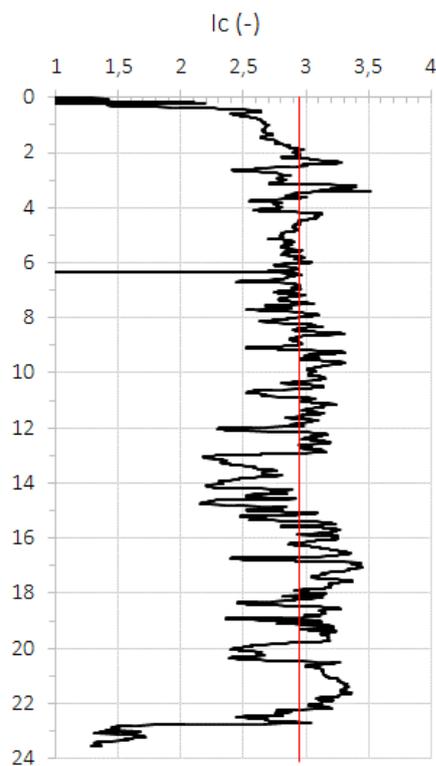
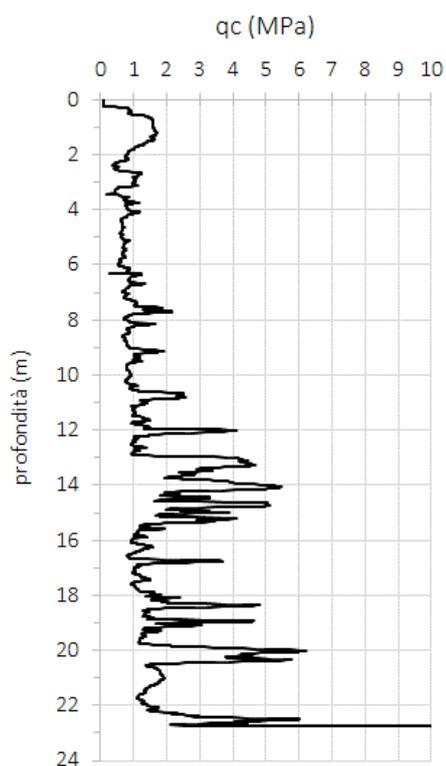
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

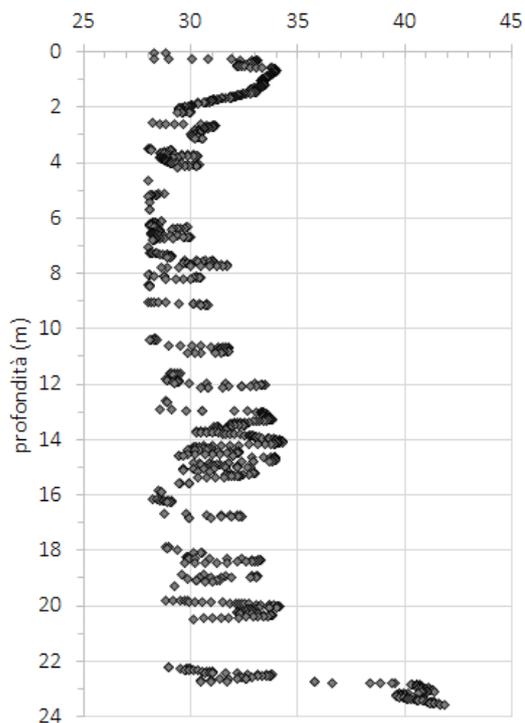
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

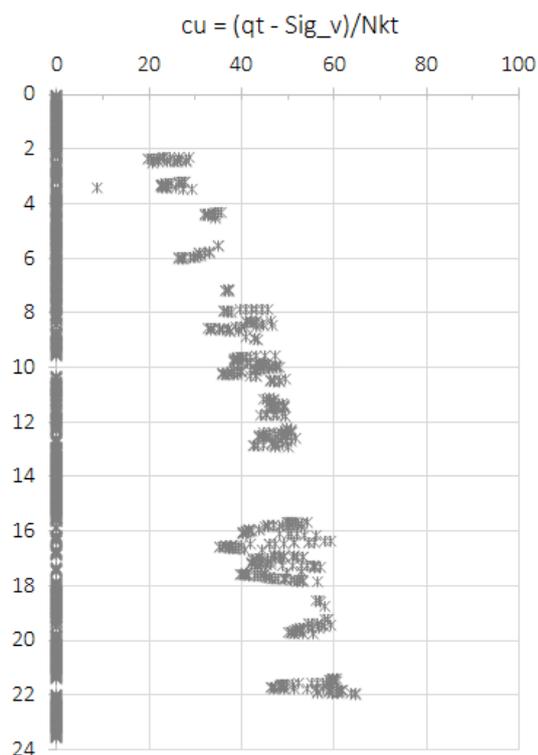
Pag
00.A



Angolo di resistenza al taglio, ϕ' (°)
Schmertmann 1978
 $\phi = 28 + 0,14 D_r$



Resistenza non drenata, c_u (kPa)





IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

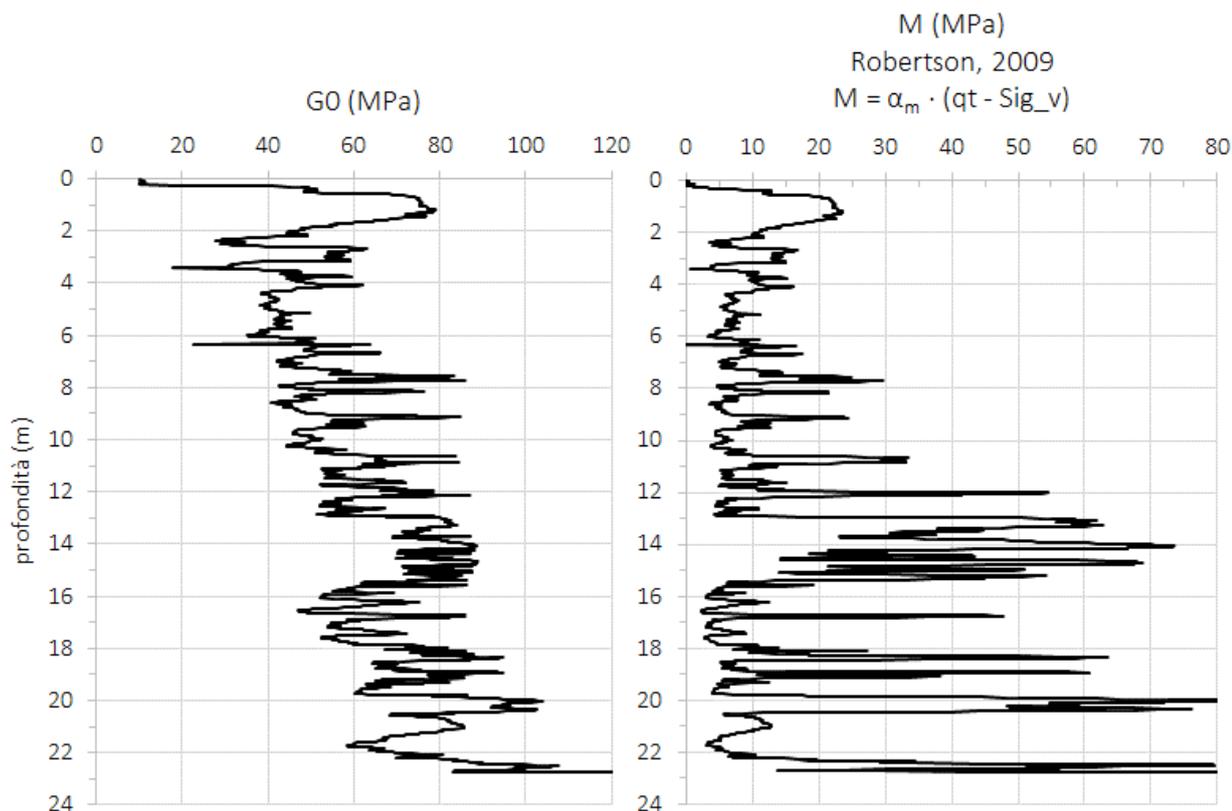
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

Resistenza alla punta, q_c (MPa), misurata durante l'esecuzione della prova penetrometrica statica; CPTU12; Andamento dell'angolo di attrito, ϕ' (°) ottenuto per terreni a grana grossa; Andamento della resistenza non drenata, c_u (kPa) per terreni a grana fine.



Stima della rigidezza a basse deformazioni, G_0 (MPa) e del modulo confinato, M (MPa), stimati lungo la verticale di indagine CPTU12.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

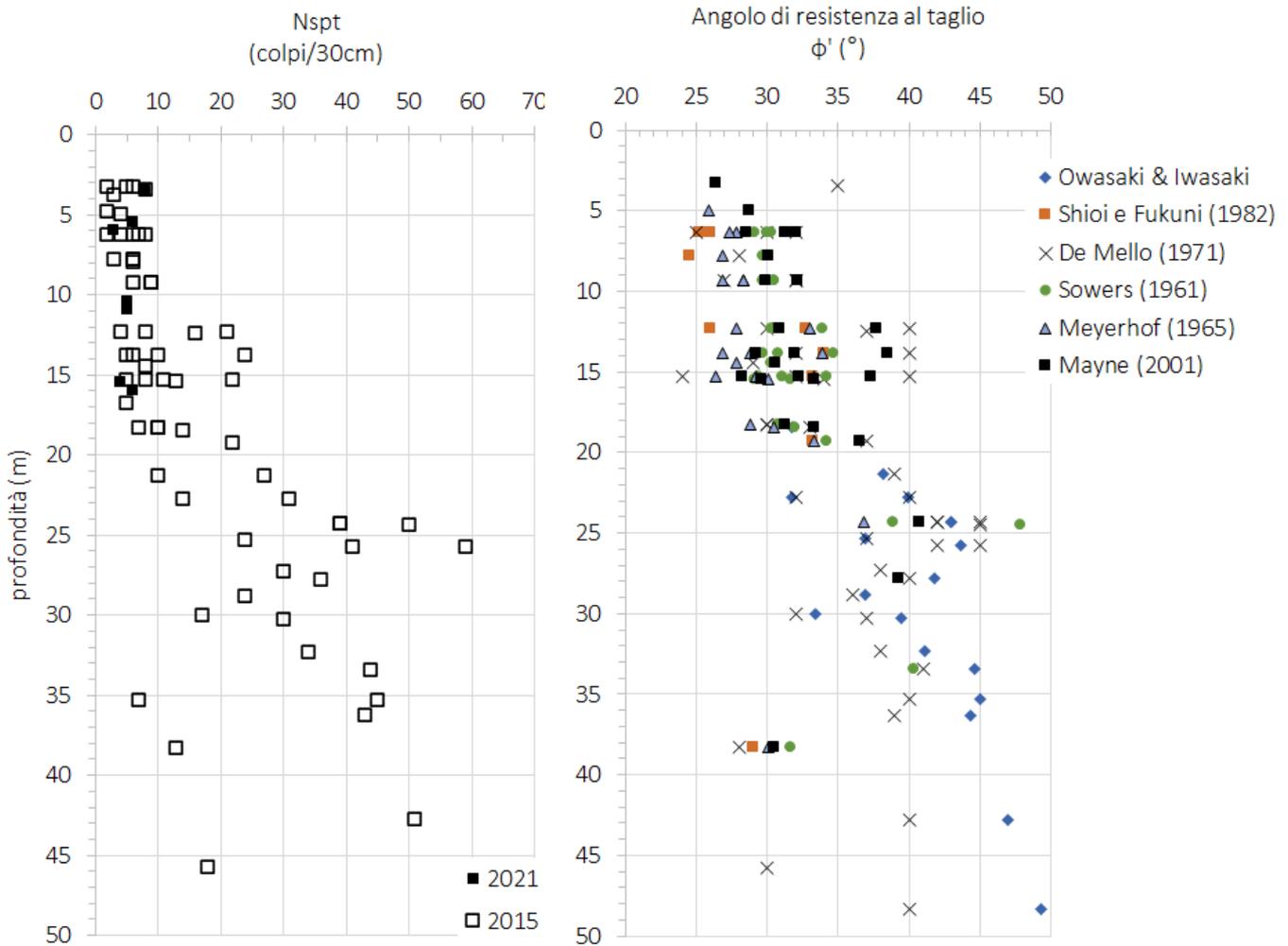
LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.A

3.4 Prove penetrometriche dinamiche in foro SPT



Per le sabbie medio-grosse fino a ghiaiose l'angolo di resistenza al taglio può essere valutato con le seguenti correlazioni:

Shioi e Fukuni - Japanese National Railway (1982)

$$\varphi' = 0.3 \cdot N_{spt} + 27^\circ$$

Owasaki & Iwasaki

$$\varphi' = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15^\circ$$

Per le sabbie fini e limose l'angolo di resistenza al taglio può essere valutato con la seguente correlazione:

Shioi e Fukuni - Road Bridge Specification (1982)

$$\varphi' = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15^\circ$$

Per le sabbie in genere sono valide le seguenti correlazioni.

Meyerhof (1965)

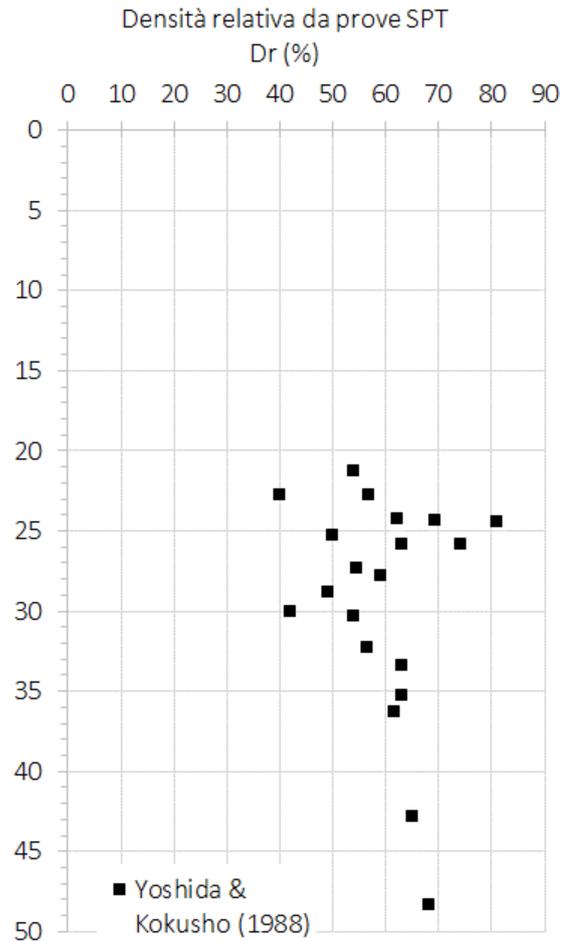
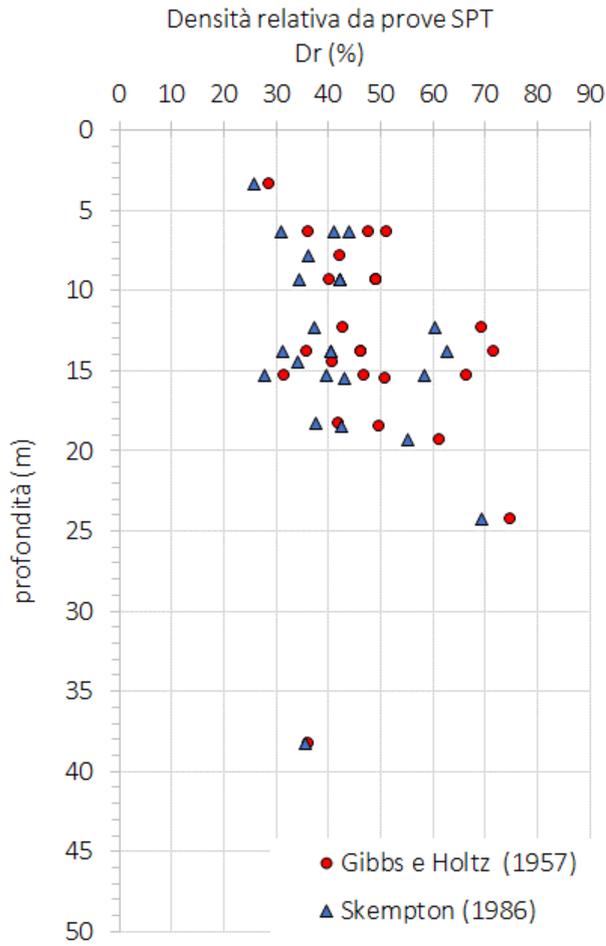
$$\varphi' = 23.7 + 0.57N_{spt} - 0.006 N_{spt}^2$$

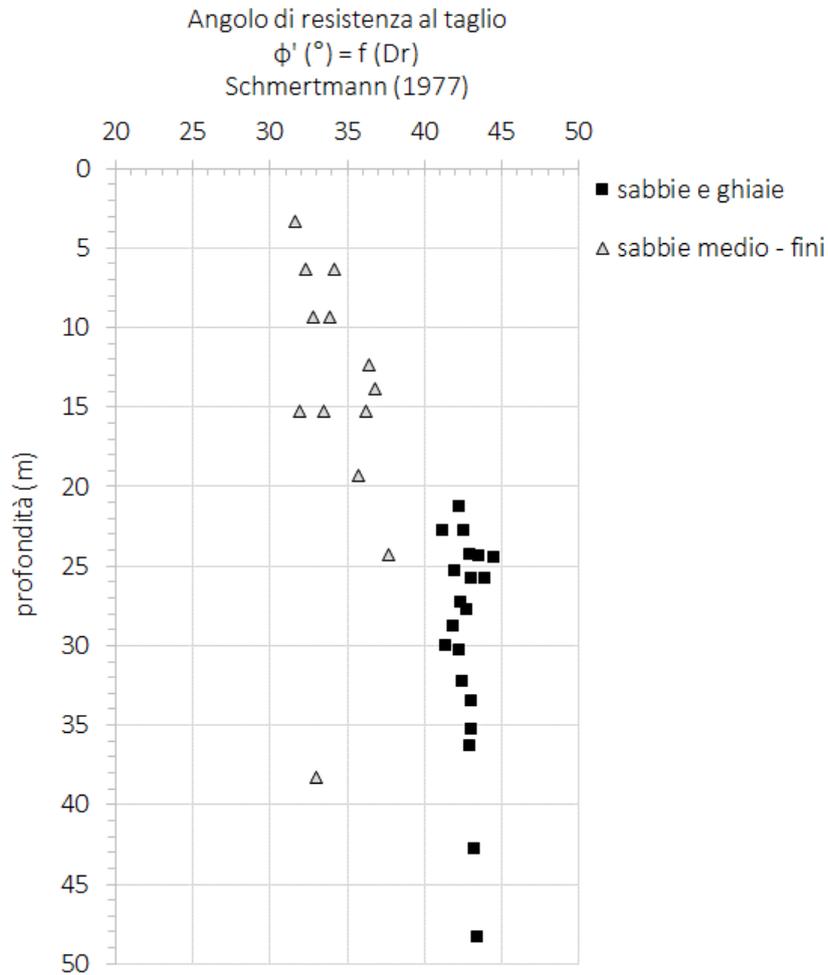
(> 5%limo)

Sowers (1961)

$$\phi' = 0.28 N_{spt} + 28$$

generica





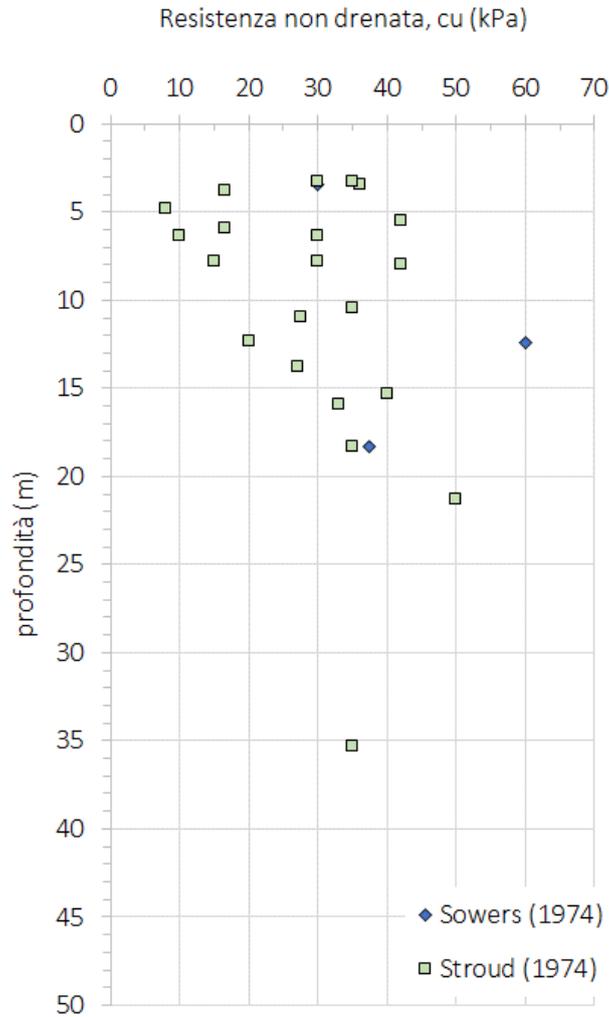
Schmertmann (1977)

$$\phi' = \alpha + \beta \cdot D_r$$

Ovvero:

$$\phi' (^{\circ}) = 38 + 0,08 \cdot D_r \quad \text{sabbie e ghiaie}$$

$$\phi' (^{\circ}) = 31,5 + 0,115 \cdot D_r \quad \text{sabbie medio-fini}$$



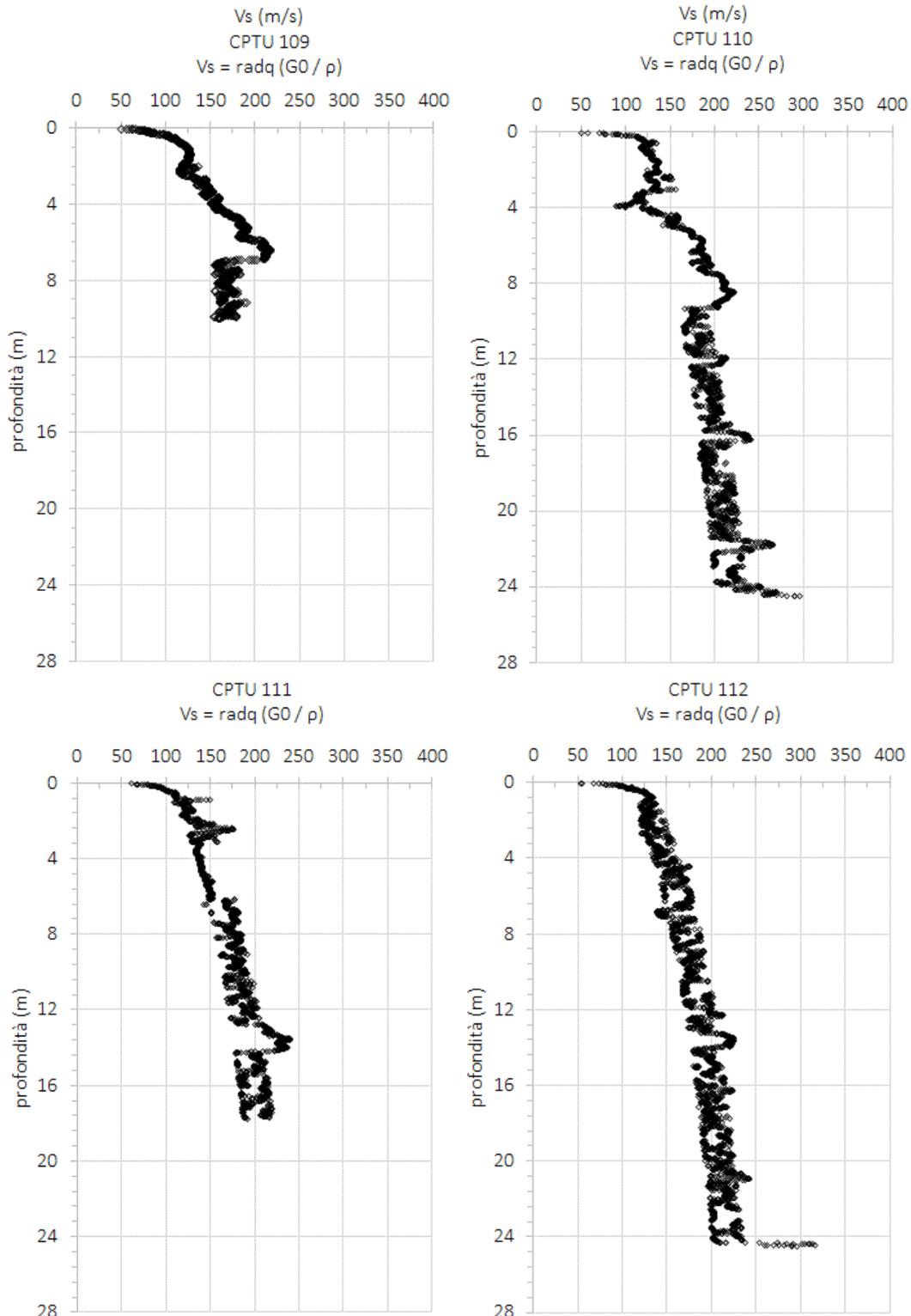
$cu = f_1 \cdot N_{spt}$ (stimato $f_1 = 75/20$)

$cu = f_1 \cdot N_{spt}$ dove $f_1 = f(IP)$

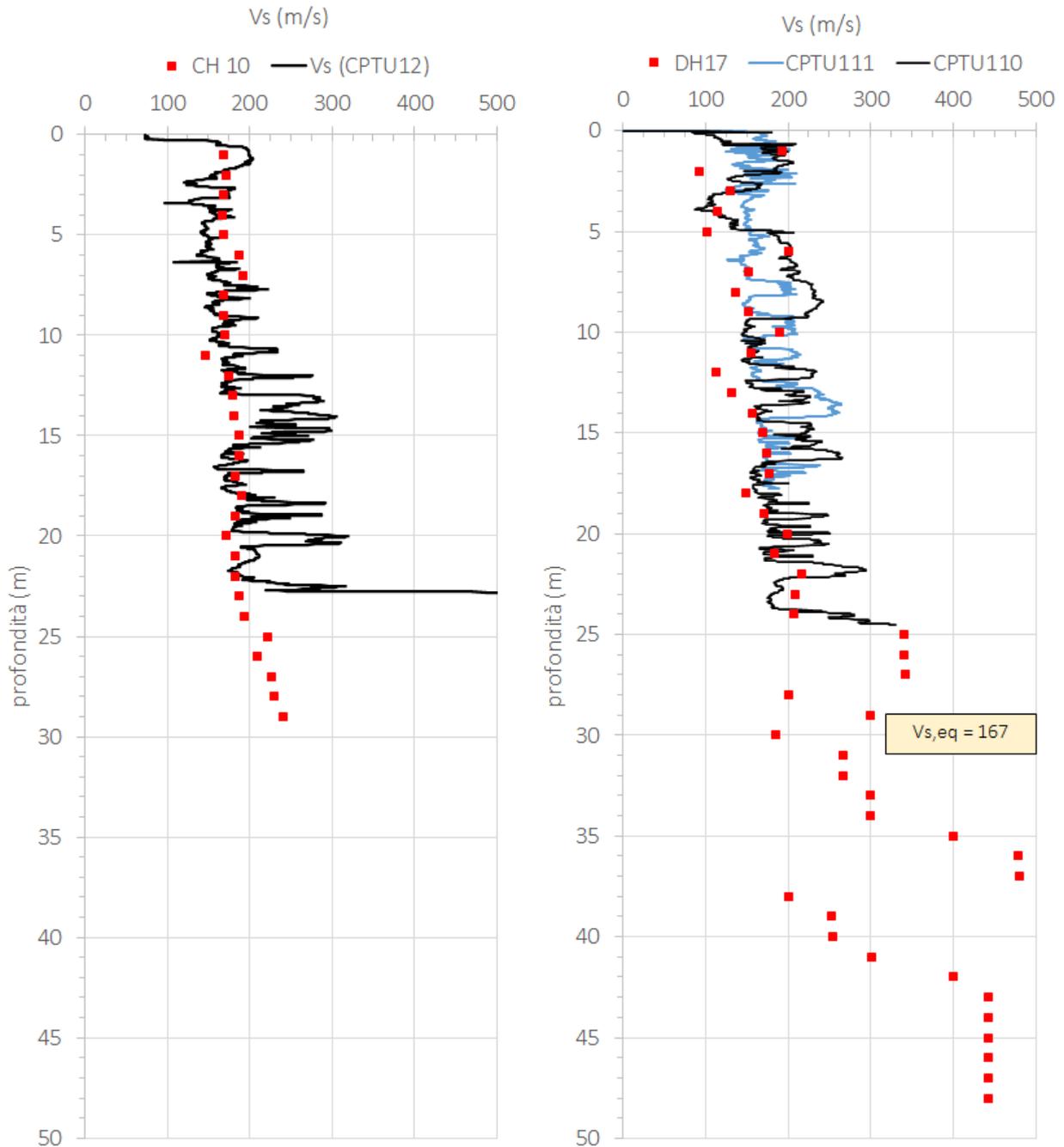
Sowers, valida per terreni argillosi a bassa plasticità

Stroud, 1974

4 Valori di Vs da prove SCPTU, Down Hole e CPTU



Valori di Vs ricavati da valori stimati di G0 lungo le verticali di indagine di prove penetrometriche statiche seconda la relazione: $V_s = \text{rad}q \text{ (G0 / } \rho)$



Valori misurati delle onde di taglio durante l'esecuzione della prova Cross Hole CH11e confronto con l'andamento di Vs ricavato da qc (CPTU 12) mediante correlazione.

Valori misurati delle onde di taglio durante l'esecuzione della prova Down Hole in foro di sondaggio BS17e confronto con l'andamento di Vs ricavato da qc (CPTU 110 e CPTU111) mediante correlazione.

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01		Pag 00.B

APPENDICE 2

Modello geotecnico del sottosuolo

INDICE

- 1 Modello geotecnico del sottosuolo**
- 2 Indagini di riferimento**
- 3 Risultati delle prove di laboratorio**
 - 3.1 Composizione granulometrica**
 - 3.2 Proprietà fisiche**
 - 3.3 Risultati delle prove di resistenza in cella triassiale e scatola di taglio, e delle prove di compressione edometrica**
- 4 Risultati prove in sito**
 - 4.1 Prove di permeabilità in foro (LeFranc)**
 - 4.2 Risultati di prove di dissipazione lungo le verticali CPTU**
- 5 Classificazione sismica e topografica**

Nota: Le elaborazioni delle prove penetrometriche statiche e penetrometriche dinamiche, unitamente ai relativi diagrammi, sono riportate nell'Appendice 1.

PREMESSA

La presente appendice si compone di n.6 allegati.

Negli allegati si riportano i risultati delle prove di laboratorio e delle prove di sito eseguite durante la campagna di indagine 2015 (definita per la redazione del Progetto Preliminare) e durante la campagna di indagini 2021-2022 a supporto della redazione del Progetto Definitivo.

Sulla base delle elaborazioni dei risultati di entrambe le campagne di indagini è stato ricostruito il modello geotecnico del sottosuolo per tratti di linea, ed anche in corrispondenza delle principali opere che la attraversano, che si considerano geotecnicamente omogenei.

Il modello geotecnico di sottosuolo si compone dello schema stratigrafico suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, della posizione della falda dalla quale si ricavano le pressioni interstiziali con la profondità, e dei valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Per la rappresentazione di dettaglio dei rapporti fra le opere in progetto e le successioni stratigrafiche di ciascun modello geotecnico, si rimanda ai profili geotecnici del progetto.

	<h1>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</h1>	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01		Pag 00.B

Modello geotecnico del sottosuolo da pk.45+225 a pk.45+750

1 Modello geotecnico del sottosuolo

Tabella 1 – Modello geotecnico del sottosuolo ai fini del dimensionamento delle opere

COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO				RESISTENZA			RIGIDEZZA								
z _w [m]	z [m]	terreni	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]	c _u [kPa]	G ₀ [MPa]	G [MPa]	v [-]	E _{cv} [MPa]	E _{ur} [MPa]	E _u [MPa]	M ^[1] [MPa]	n _h [kN/m ³]	k _h ^[2] [kN/m ²]
1,5	0.0 - 1.5	TR - A	18	26	0	30	40	12	0,3	31	78	36	10		10500
	1.5 - 3.0	A	18	26	0	20	30	9	0,3	23	59	27	5		7000
	3.0 - 10.0	A	18	26	0	35	33	10	0,3	26	64	30	1		12250
	10.0 - 19.5	A	18	26	0	35	33	10	0,3	26	64	30	5		12250
	19.5 - 30.0	D	19	40	0	--	119	36	0,3	93	139	--	42	5000	

si assume quota p.c. pari a 31,45m s.m.

^[1] Alti livelli di deformazione: da edometro/CPTU oppure da 3.5x0.1xG per terreni a grana grossa

^[2] da dividere per il diametro del palo

2 Indagini di riferimento

campagna indagini 2015: CPTU105

campagna indagini 2021-2022: BS10, SCPTU8, SCPTU9

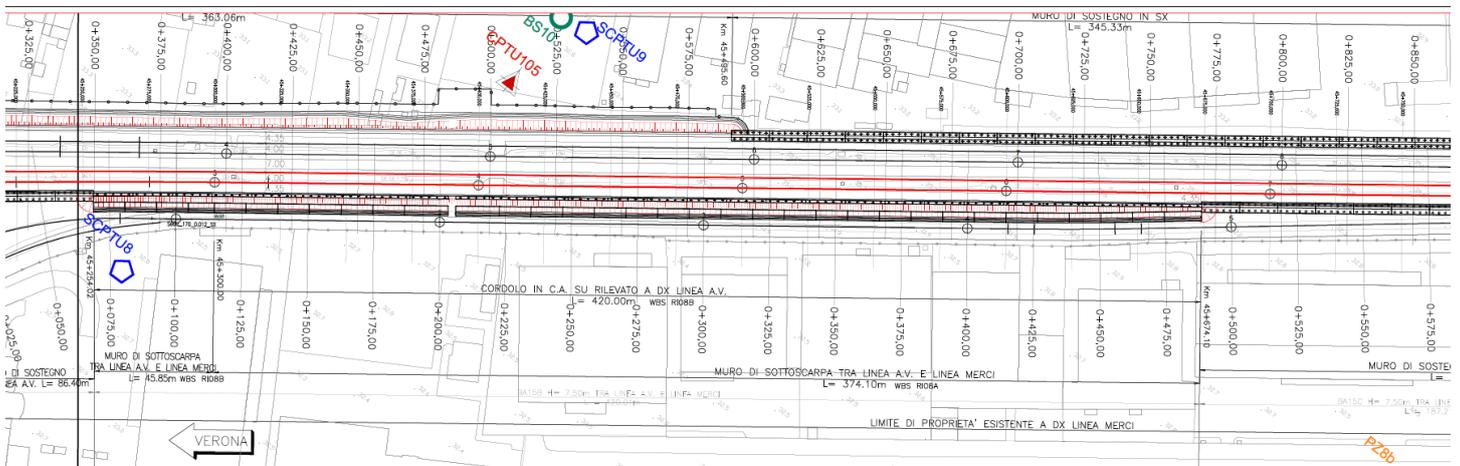


Figura 1 – Planimetria con l'ubicazione delle indagini.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

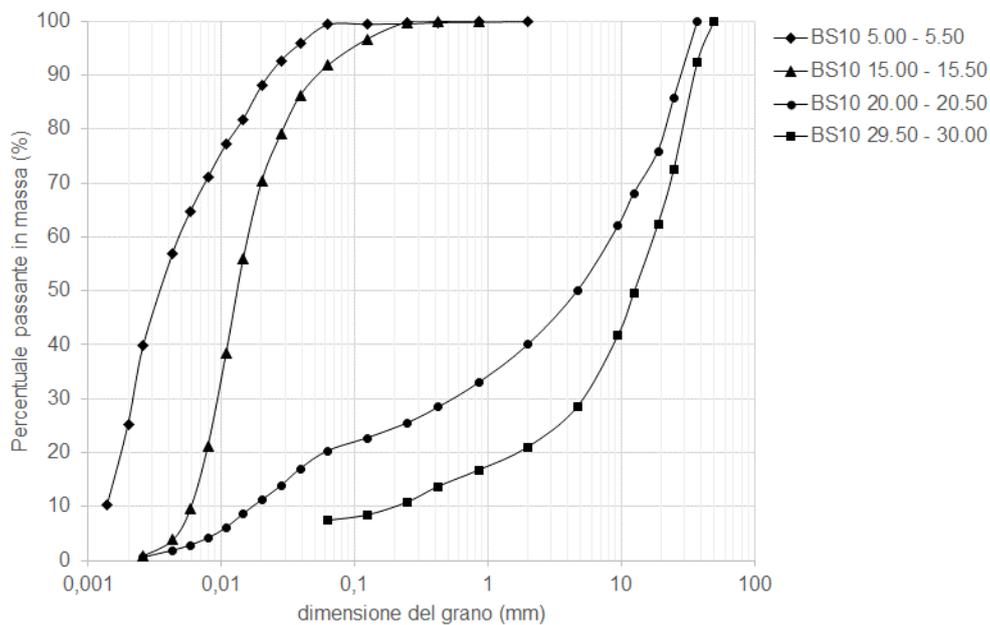
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

3 Risultati delle prove di laboratorio

3.1 Composizione granulometrica



3.2 Proprietà fisiche

Tabella 2 – Proprietà fisiche

	profondità	w	e	n	Sr	Y	Y _d	Y _s
	m	%	-	%	%	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
BS10 CI1	5.00 - 5.50	40,4	1,18	54,2	94,6	17,5	12,5	27,2
BS10 CI2	15.00 - 15.50	31,3	0,9	47,4	95,0	18,5	14,1	26,8
BS10 CR1	20.00 - 20.50							
BS10 CR2	29.90 - 30.00							

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforo, assunto coincidente con il p.c.; w: contenuto d'acqua naturale; e₀: indice dei vuoti; G_s (-): peso specifico dei grani; Y (kN/m³): peso dell'unità di volume

	profondità m	w_L %	w_P %	I_P	analisi granulometrica			
					Ag (%)	Lm (%)	Sb (%)	Gh (%)
BS10 CI1	5.00 - 5.50	51,0	26,2	24,8	25,1	74,3	0,6	0,0
BS10 CI2	15.00 - 15.50	37,0	27,6	9,4	0,0	91,8	8,2	0,0
BS10 CR1	20.00 - 20.50				0,0	20,3	19,7	60,0
BS10 CR2	29.90 - 30.00				0,0	7,4	13,6	79,0

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforo, assunto coincidente con il p.c.; w_L , w_P : contenuti d'acqua al limite di liquidità e di plasticità; I_P : indice di plasticità; percentuale di contenuto: Ag argilla; Lm limo; Sb sabbia; Gh ghiaia

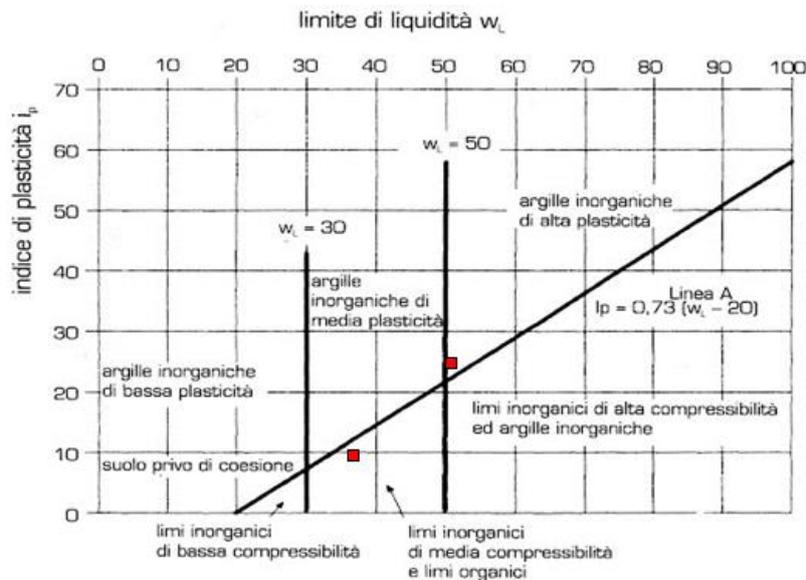


Figura 2 – Carta di plasticità di Casagrande

3.3 Risultati delle prove di resistenza in cella triassiale e scatola di taglio, e delle prove di compressione edometrica nei terreni a grana fine

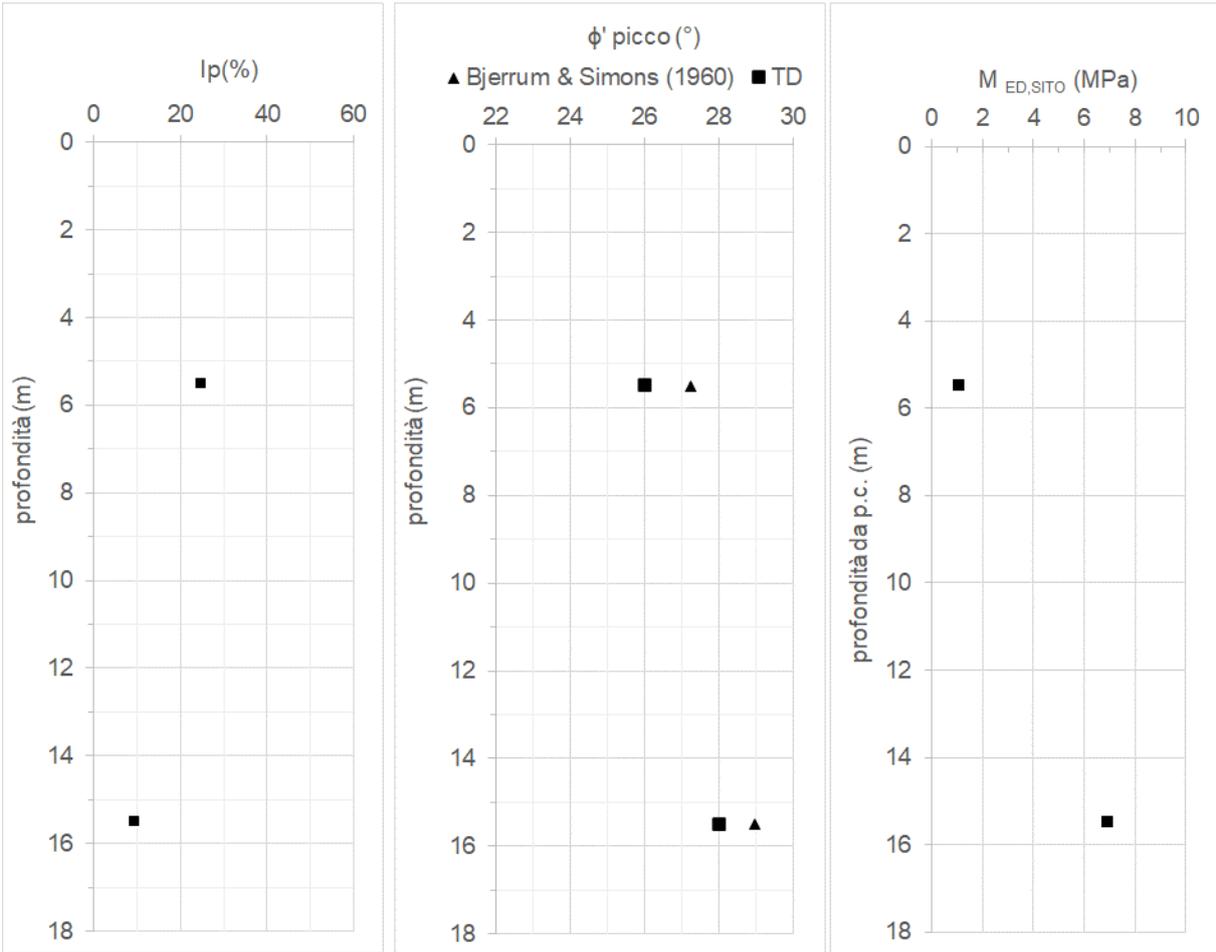


Figura 3 - Parametri di resistenza al taglio e di rigidezza dei terreni a grana fina (quadrati: da laboratorio; triangoli: da letteratura).



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

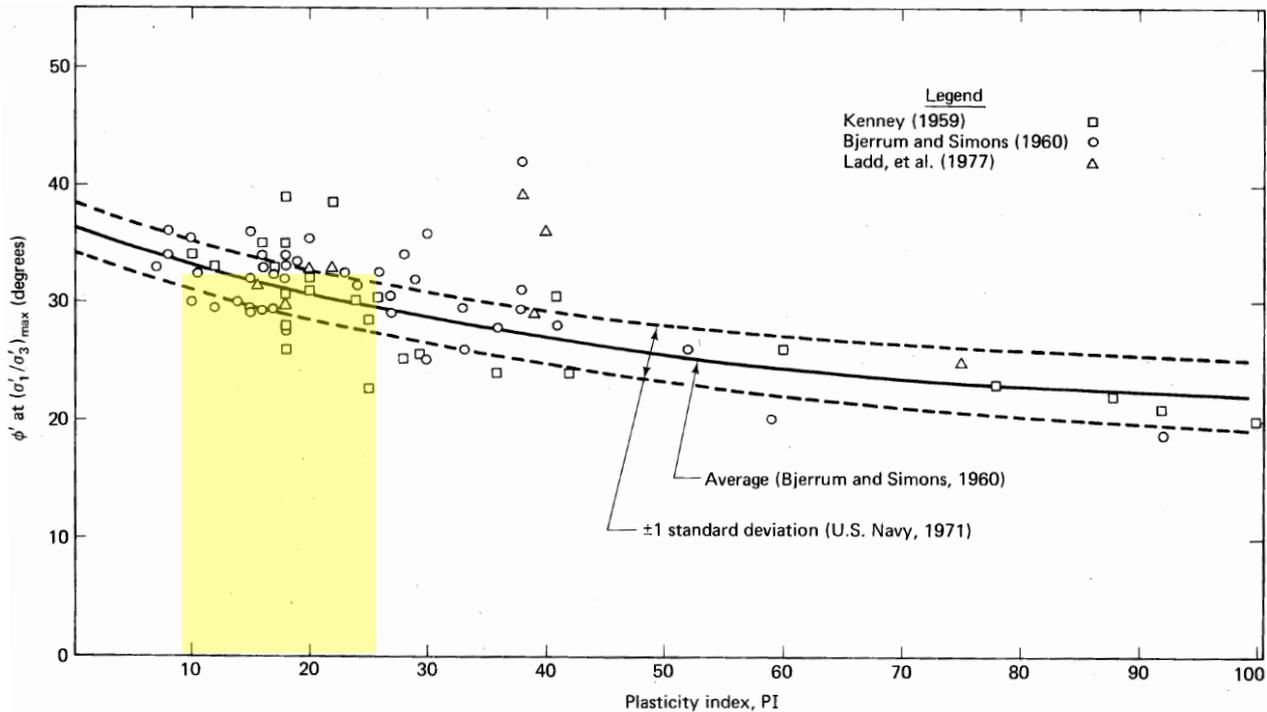


Figura 4 – Correlazioni fra angolo di resistenza a taglio e indice di plasticità.

Tabella 3 - Parametri di resistenza al taglio e di rigidezza dei terreni a grana fine.

Campione	z (m)	γ	e	c' (kPa)	φ' (°) [1]	φ' (°) [2]	cu (kPa)	M (MPa)	cc (-)	Cv (m ² /s)	G ₀ (Mpa)
BS10 CI1	5,00 - 5,50	17,5	1,18	0	26		35	1,1-2,1-4,5	0,373	2 10 ⁻⁹	
BS10 CI2	15,00 - 15,50	18,5	0,9	0	28			4,12-6,95-10,9	0,237	5 10 ⁻⁸	

Simboli:

z: profondità di prelievo del campione; γ : peso dell'unità di volume (kN/m³); e: indice dei vuoti; c' e φ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito in termini di tensioni efficaci [1] TD, [2] TxCIU; cu: resistenza al taglio non drenata (kPa); M: modulo di compressione edometrica (dilatazione trasversale impedita) ricavato per gli intervalli di tensione verticale efficace $\sigma_v' = 50-100$ kPa, $\sigma_v' = 100-200$ kPa e $\sigma_v' = 200-400$ kPa; cc: indice di compressione; cv: coefficiente di consolidazione (m²/s) relativo agli intervalli di pressione efficace $\sigma_v' = 100-200$ kPa (*) e $\sigma_v' = 200-400$ kPa; G₀: modulo di taglio ottenuto da prova in colonna risonante.

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01		Pag 00.B

4 Prove di permeabilità e di dissipazione in sito

4.1 Prove di permeabilità in foro (LeFranc)

Non sono state eseguite prove di permeabilità in foro.

4.2 Risultati di prove di dissipazione lungo le verticali SCPTU

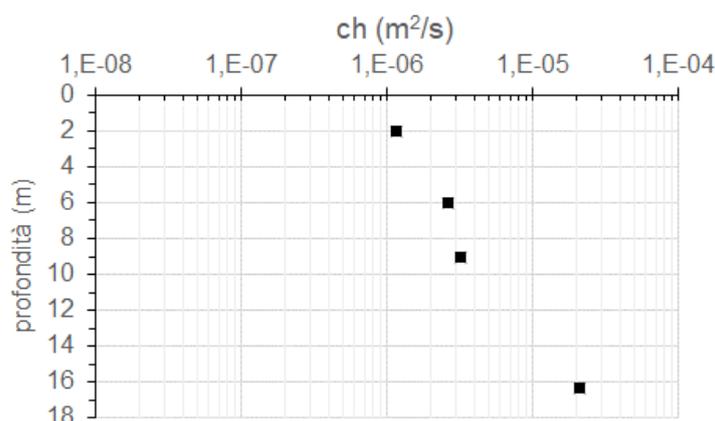


Figura 5 – Interpretazione delle prove di dissipazione durante l'esecuzione della prova penetrometrica dinamica SCPTU9: valori del coefficiente di consolidazione, c_h (m²/s)

5 Classificazione sismica e topografica

Per la classificazione sismica dell'area di interesse si è fatto riferimento all'approccio semplificato (DM.2018) che tiene conto delle categorie di sottosuolo.

Come indicato in Normativa ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s), ottenuti mediante specifiche prove geofisiche.

Nel caso in esame, per la caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione, è stata assunta la categoria D; tale scelta è coerente con i valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s misurati nel corso delle diverse prove geofisiche eseguite lungo la linea ferroviaria in progetto.

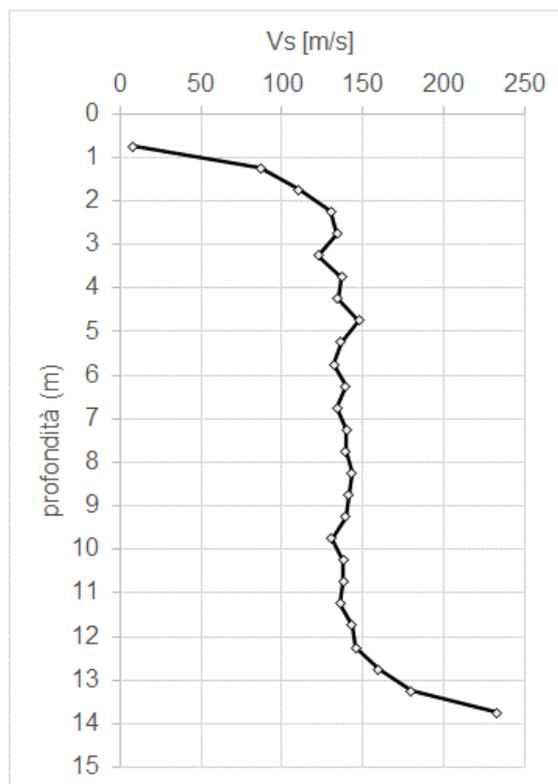


Figura 6 – Valori della velocità delle onde di taglio Vs acquisiti lungo la verticale di indagine relativa alla SCPTU8.

Poiché il territorio che comprende l'area del tratto di linea in esame è pianeggiante, non sono presenti particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, può essere ricondotto alla categoria topografica T1 (DM 2018 Tabella 3.2.IV). A tale categoria T1 si riconducono le seguenti aree: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

 IRICAV2 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01		Pag 00.B

Modello geotecnico del sottosuolo da pk.45+750 a pk.45+950

1 Modello geotecnico del sottosuolo

Tabella 1 – Modello geotecnico del sottosuolo ai fini del dimensionamento delle opere

COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO			RESISTENZA			RIGIDEZZA									
z_w [m]	z [m]	terreni	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	G [MPa]	ν [-]	E_{cv} [MPa]	E_{ur} [MPa]	E_u [MPa]	M ^[1] [MPa]	n_h [kN/m ³]	k_h ^[2] [kN/m ²]
1,5	0.0 - 1.0	TR - A	19	27	0	--	20	6	0,3	16	39	--	5	5000	
	1.0 - 4.0	B	19	30	0	--	60	18	0,3	47	117	--	15	5000	
	4.0 - 7.5	A (con livelli B)	19	26	0	30	35	11	0,3	27	68	32	3		10500
	7.5 - 8.5	A (con livelli B)	19	29	0	--	60	18	0,3	47	117	--	15	5000	
	8.5 - 9.5	A (con livelli B)	19	26	0	40	40	12	0,3	31	78	36	3		14000
	9.5 - 11.0	A (con livelli B)	19	30	0	--	60	18	0,3	47	117	--	15	5000	
	11.0 - 13.0	A (con livelli B)	19	28	0	35	40	12	0,3	31	78	36	3		12250
	13.0 - 14.0	C	19	31	0	--	70	21	0,3	55	109	--	20	5000	
	14.0 - 16.0	C	19	30	0	--	65	20	0,3	51	101	--	20	5000	
	16.0 - 30.0	D	19	40	0	--	119	36	0,3	93	139	--	42	5000	

si assume quota p.c. pari a 32 m s.m.

^[1] Alti livelli di deformazione: da edometro/CPTU oppure da $3.5 \times 0.1 \times G$ per terreni a grana grossa

^[2] da dividere per il diametro del palo

2 Indagini di riferimento

campagna indagini 2021-2022: CPTU10, SCPTU11

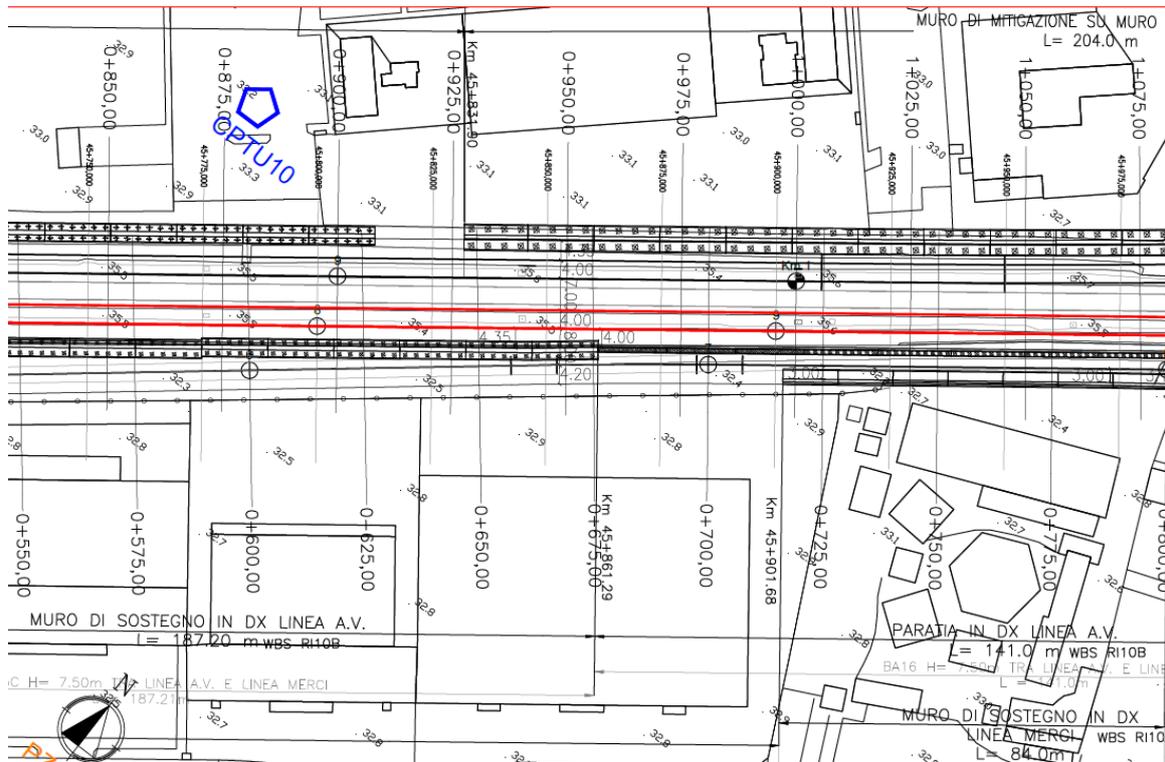


Figura 1 – Planimetria con l'ubicazione delle indagini.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

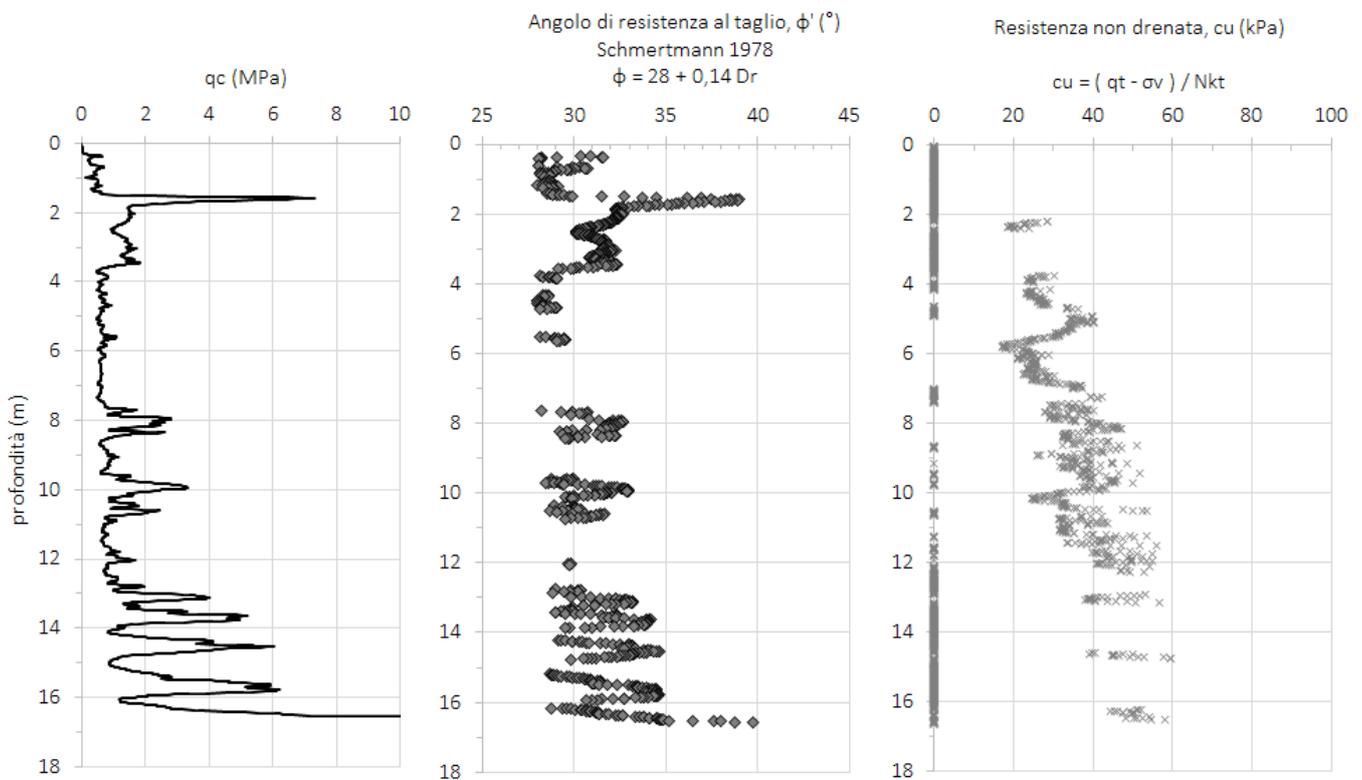
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

3 Risultati prove penetrometriche in sito

3.1 Prove penetrometriche statiche con misura delle pressioni interstiziali, CPTU, e dinamiche, SCPTU

CPTU10





IRICAV2

ATI bonifica

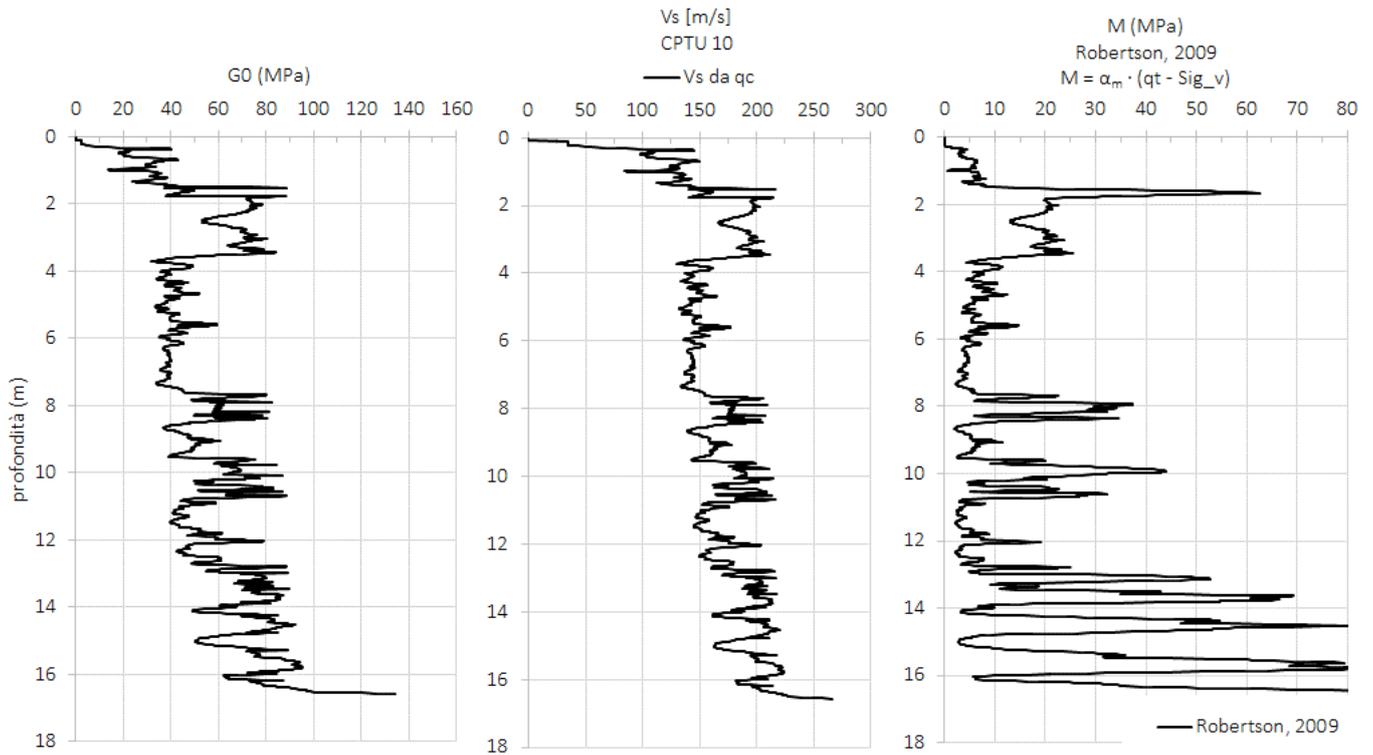
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

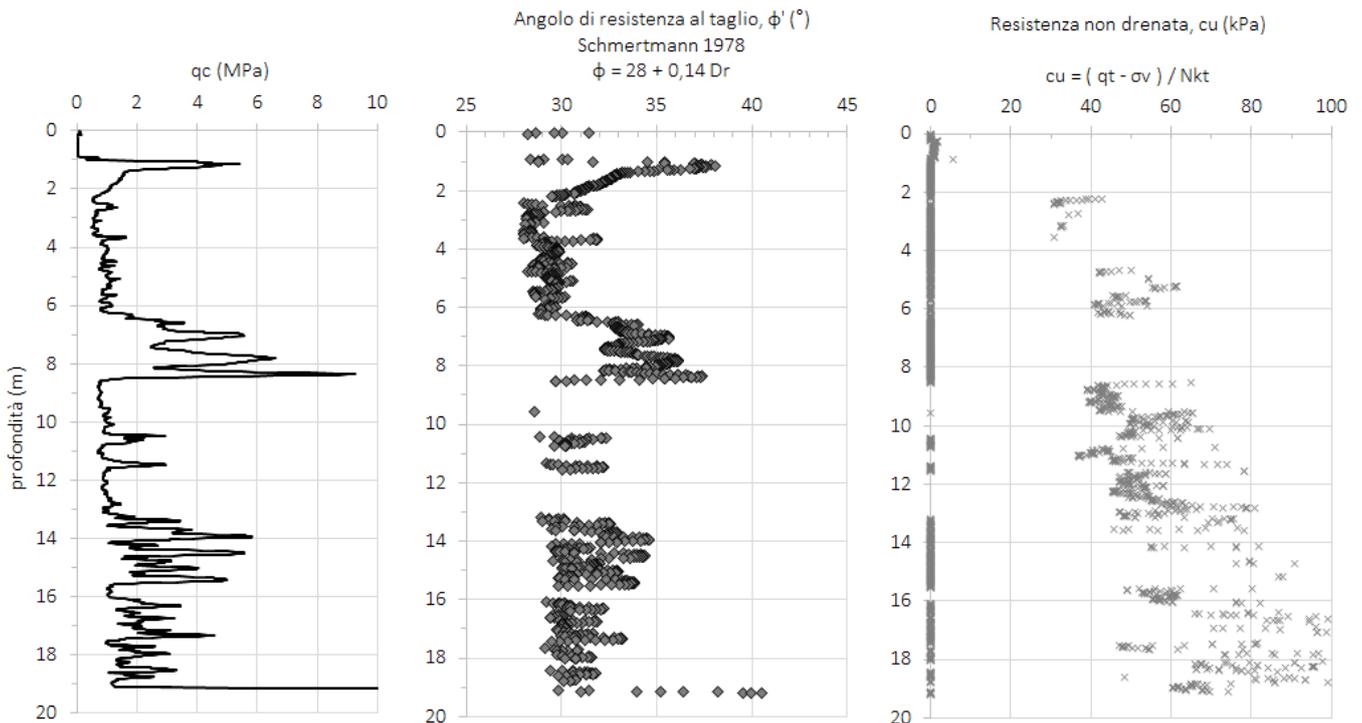
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B



SCPTU11





IRICAV2

ATI bonifica

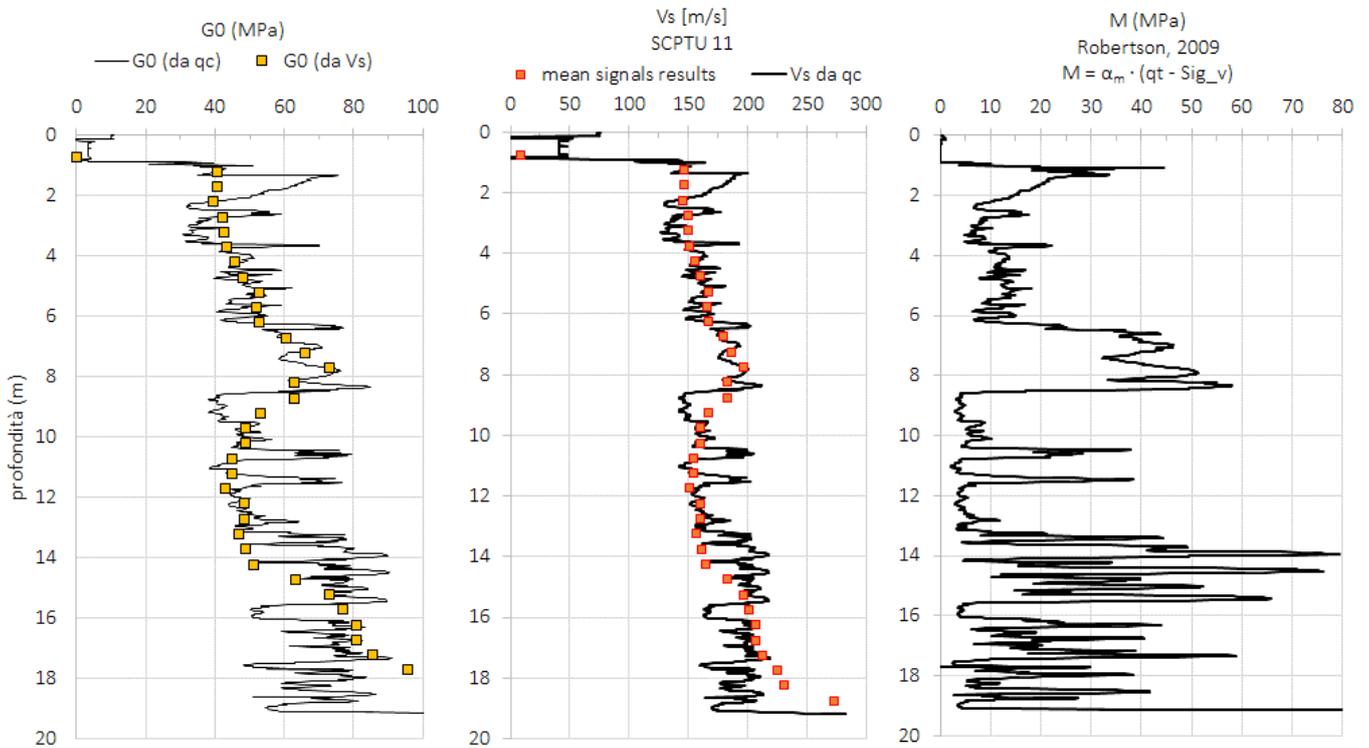
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B



3.2 Risultati di prove di dissipazione lungo la verticale CPTU

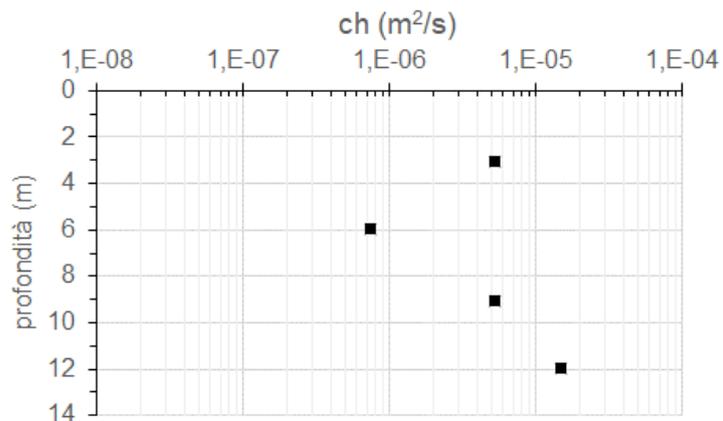


Figura 2 – Interpretazione delle prove di dissipazione durante l'esecuzione della prova penetrometrica dinamica CPTU10: valori del coefficiente di consolidazione, ch (m^2/s)

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01		Pag 00.B

4 Classificazione sismica e topografica

Per la classificazione sismica dell'area di interesse si è fatto riferimento all'approccio semplificato (DM.2018) che tiene conto delle categorie di sottosuolo.

Come indicato in Normativa ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s), ottenuti mediante specifiche prove geofisiche.

Nel caso in esame, per la caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione, è stata assunta la categoria D; tale scelta è coerente con i valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s misurati nel corso delle diverse prove geofisiche eseguite lungo la linea ferroviaria in progetto.

Poiché il territorio che comprende l'area del tratto di linea in esame è pianeggiante, non sono presenti particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, può essere ricondotto alla categoria topografica T1 (DM 2018 Tabella 3.2.IV). A tale categoria T1 si riconducono le seguenti aree: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

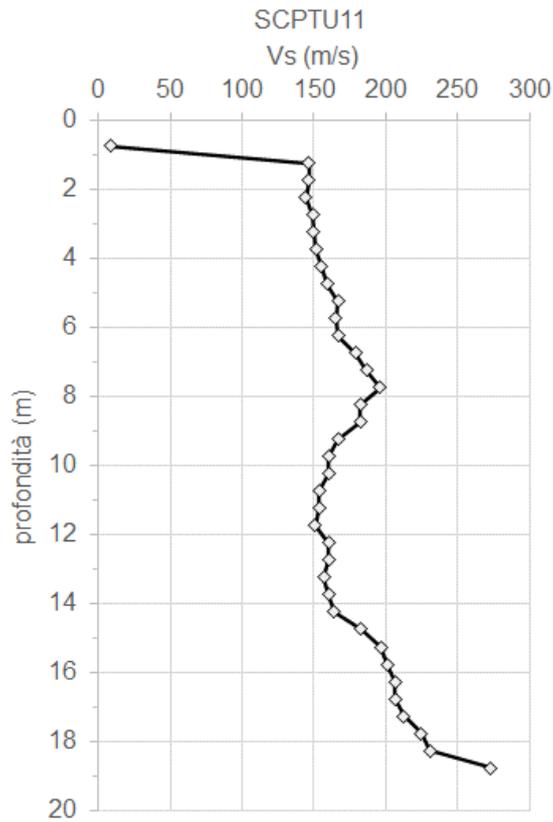


Figura 3 – Valori della velocità delle onde di taglio Vs acquisiti lungo la verticale di indagine relativa alla SCPTU11.

Modello geotecnico del sottosuolo da pk.45+950 a pk.46+150

1 Modello geotecnico del sottosuolo

Tabella 1 – Modello geotecnico del sottosuolo ai fini del dimensionamento delle opere

COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO				RESISTENZA			RIGIDEZZA								
z_w [m]	z [m]	terreni	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	G [MPa]	v [-]	E_{cv} [MPa]	E_{ur} [MPa]	E_u [MPa]	M ^[1] [MPa]	n_h [kN/m ³]	k_b ^[2] [kN/m ²]
1,5	0.0 - 1.0	TR	19	27	0	--	20	6	0,3	16	39	--	5	5000	
	1.0 - 2.0	alternanze B e C	19	29	0	30	40	12	0,3	31	78	36	10		10500
	2.0 - 3.0	alternanze B e C	19	32	0	--	30	9	0,3	23	59	--	10	5000	
	3.0 - 10.0	alternanze B e C	19	29	0	40	40	12	0,3	31	78	36	5		14000
	10.0 - 11.0	alternanze B e C	19	32	0	--	60	18	0,3	47	94	--	10	5000	
	11.0 - 15.0	alternanze B e C	19	29	0	40	40	12	0,3	31	78	36	8		14000
	15.0 - 17.0	C	19	31	0	--	70	21	0,3	55	109	--	15	5000	
	17.0 - 20.0	B	19	29	0	45	60	18	0,3	47	117	54	5		15750
	20.0 - 30.0	D	19	40	0	--	170	51	0,3	133	150	--	60	5000	

si assume quota p.c. pari a 31,8 m s.m.

^[1] Alti livelli di deformazione: da edometro/CPTU oppure da 3.5x0.1xG per terreni a grana grossa

^[2] da dividere per il diametro del palo

2 Indagini di riferimento

campagna indagini 2015: S89, S90, CPTU108

campagna indagini 2021-2022: BS14, CPTU12

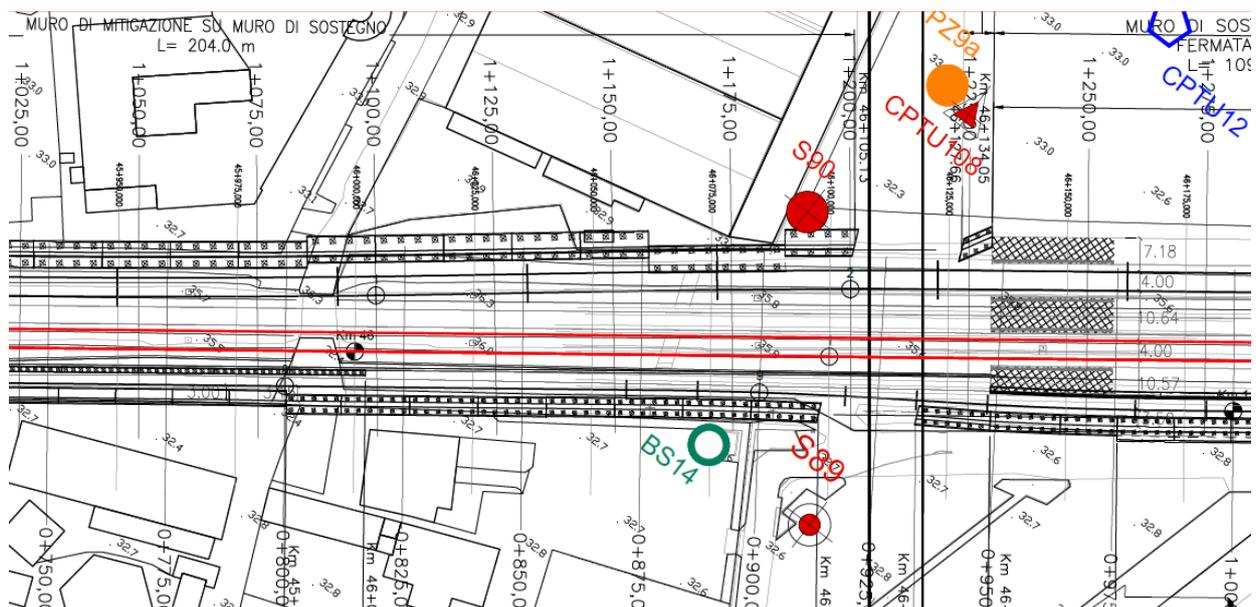


Figura 1 – Planimetria con l'ubicazione delle indagini.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

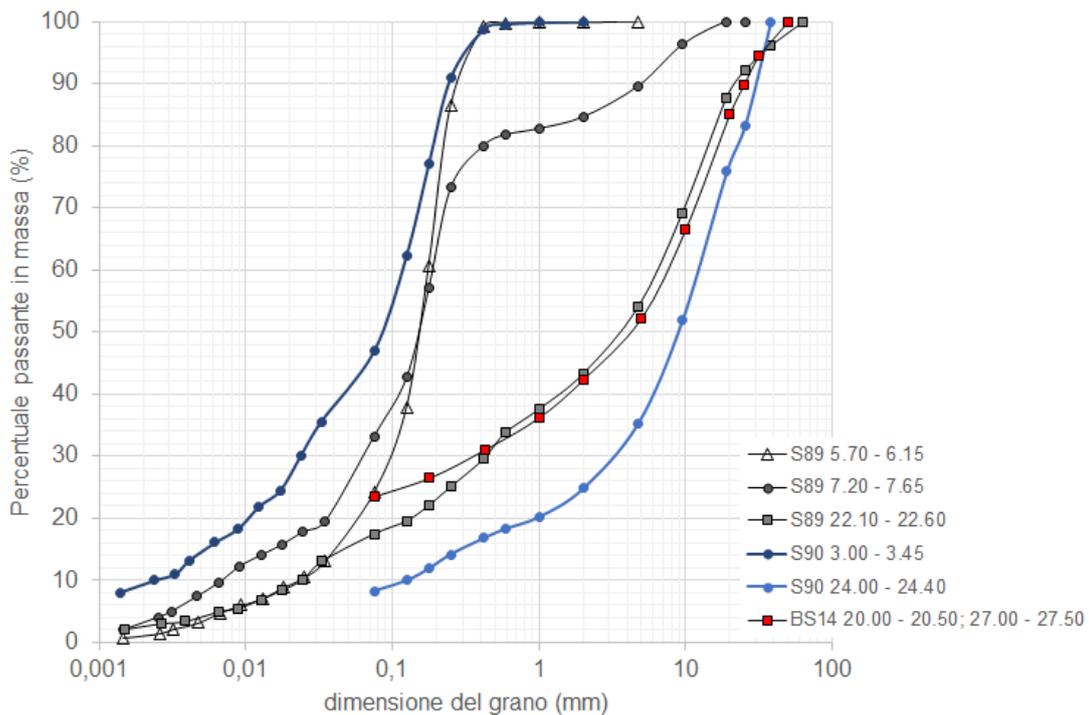
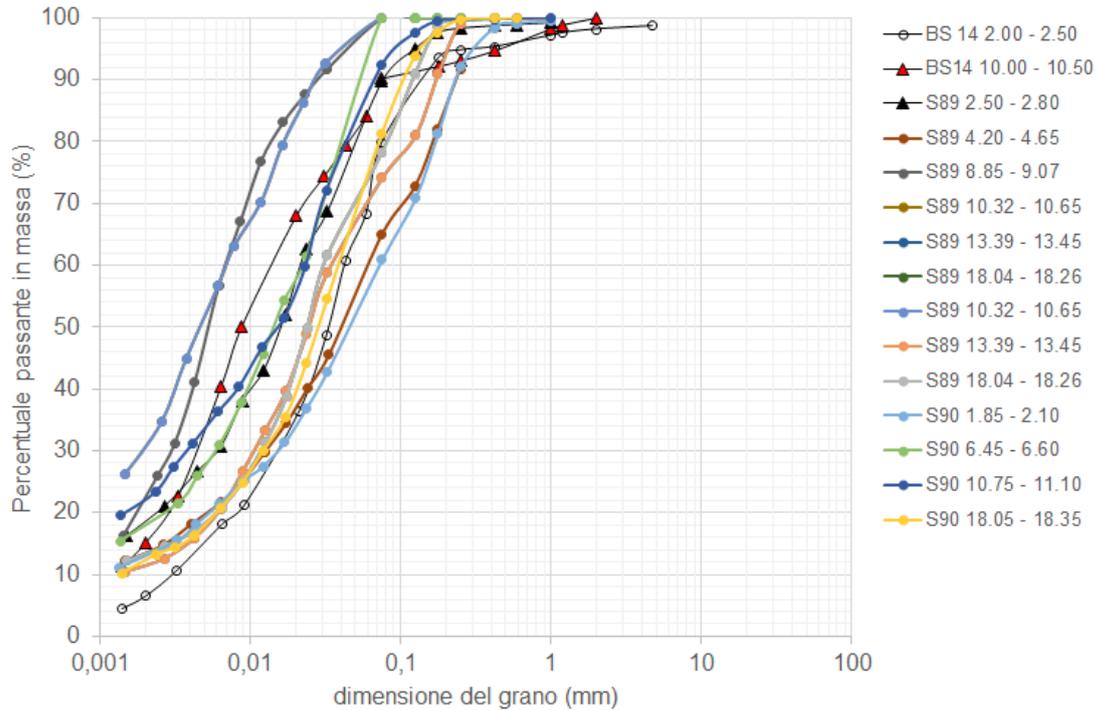
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

3 Risultati delle prove di laboratorio

3.1 Composizione granulometrica





IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

3.2 Proprietà fisiche

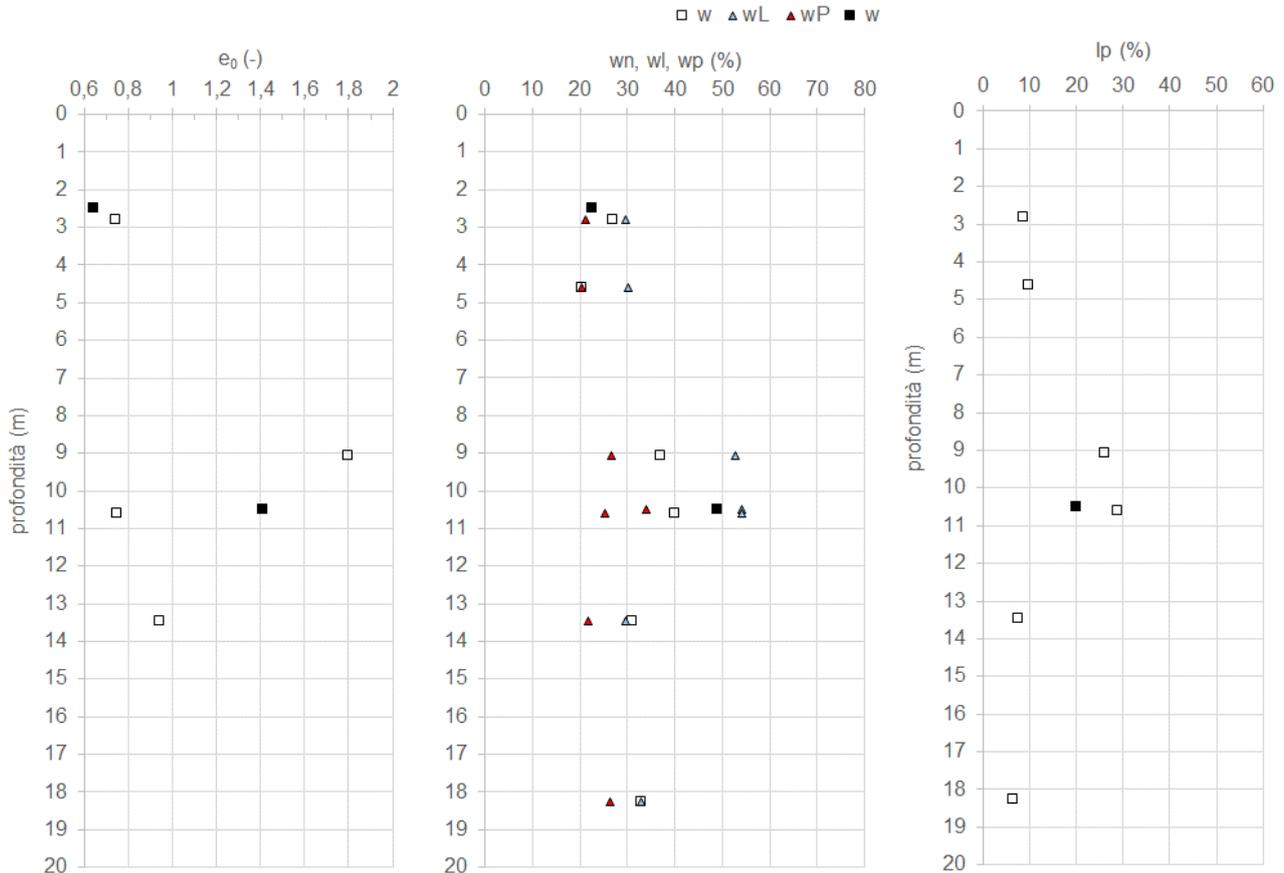


Figura 2 – Proprietà fisiche.

Tabella 2 – Proprietà fisiche

	profondità	w	e	n	Sr	Y	Y _d	Y _s
	m	%	-	%	%	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
BS14 CI1	2.00 - 2.50	22,6	0,6	38,9	100	20,8	17,0	27,7
BS14 CI2	10.00 - 10.50	48,9	1,41	58,5	91	15,9	10,6	25,6
S89 CI1	2.50 - 2.80	27	0,74	42,5		20,4	16,1	
S89 CI2	8.85 - 9.07	37	1,798	64,3		18,41	13,4	
S89 CI3	10.32 - 10.65	40	0,75	42,9		18,1	12,9	
S89 CI4	13.39 - 13.45	31	0,94	48,5		18,6	14,2	
S89 CI5	18.04 - 18.26	33				18,7	14,1	

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforo, assunto coincidente con il p.c.; w: contenuto d'acqua naturale; e₀: indice dei vuoti; G_s (-): peso specifico dei grani; Y (kN/m³): peso dell'unità di volume

	profondità m	w_L %	w_P %	I_P	analisi granulometrica			
					Ag (%)	Lm (%)	Sb (%)	Gh (%)
BS14 CI1	2.00 - 2.50	n.d.	n.p.	n.d.	6,6	73,3	18,3	0,0
BS14 CI2	10.00 - 10.50	54,0	34,0	20,0	15,1	75,1	9,8	0,0
BS14 CR1 + CR2	20.00 - 20.50; 27.00 - 27.50				23,6		18,8	57,6
S89 CI1	2.50 - 2.80	29,7	21,1	8,6	18,3	71,4	10,0	0,3
S89 CR1	4.20 - 4.65	30,2	20,3	9,9	13,4	51,5	31,6	3,5
S89 CR2	5.70 - 6.15				1,1	23,1	75,6	0,2
S89 CR3	7.20 - 7.65				3,0	30,2	51,4	15,4
S89 CI2	8.85 - 9.07	52,7	26,6	26,1	21,9	78,1	0,0	0,0
S89 CI3	10.32 - 10.65	54,2	25,4	28,8	30,4	69,6	0,0	0,0
S89 CI4	13.39 - 13.45	29,5	21,8	7,7	11,4	62,7	25,9	0,0
S89 CR4	14.70 - 15.15				9,9	72,5	17,5	0,1
S89 CI5	18.04 - 18.26	32,8	26,4	6,4	13,2	65,0	21,8	0,0
S89 CR7	22.10 - 22.60				2,5	15,0	25,8	56,7

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforo, assunto coincidente con il p.c.; w_L , w_P : contenuti d'acqua al limite di liquidità e di plasticità; IP: indice di plasticità; percentuale di contenuto: Ag argilla; Lm limo; Sb sabbia; Gh ghiaia

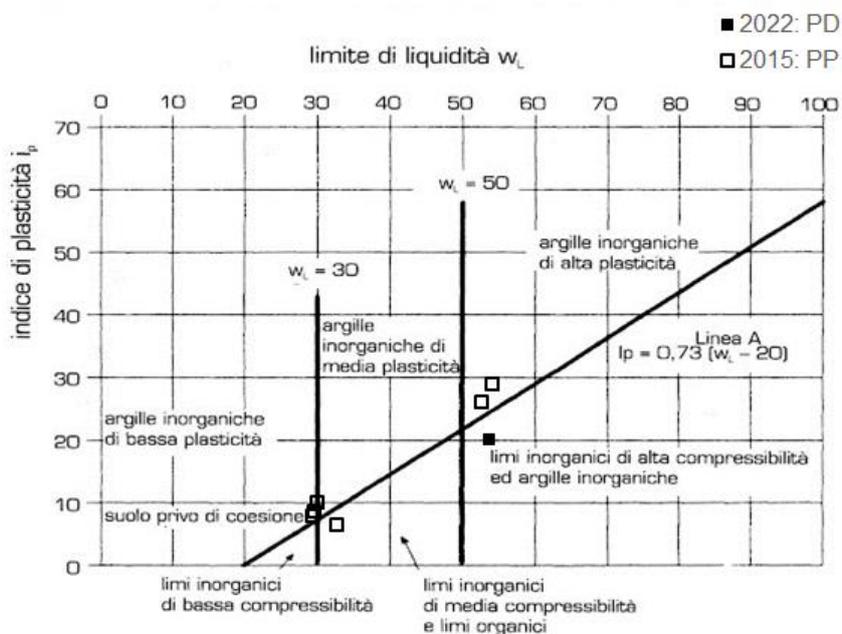


Figura 3 – Carta di plasticità di Casagrande (simboli pieni: indagini 2021-2022; simboli vuoti: indagini 2015).

3.3 Risultati delle prove di resistenza in cella triassiale e scatola di taglio, e delle prove di compressione edometrica

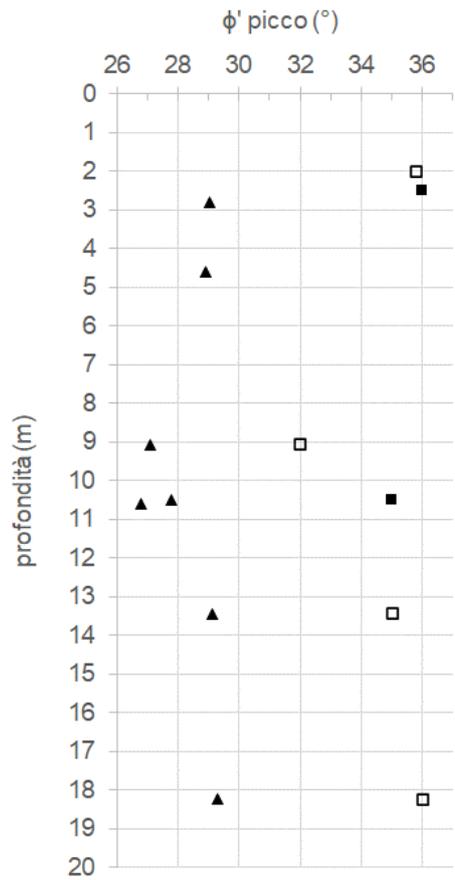


Figura 4 - Parametri di resistenza al taglio dei terreni (quadrati: da laboratorio; triangoli: da letteratura).



ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

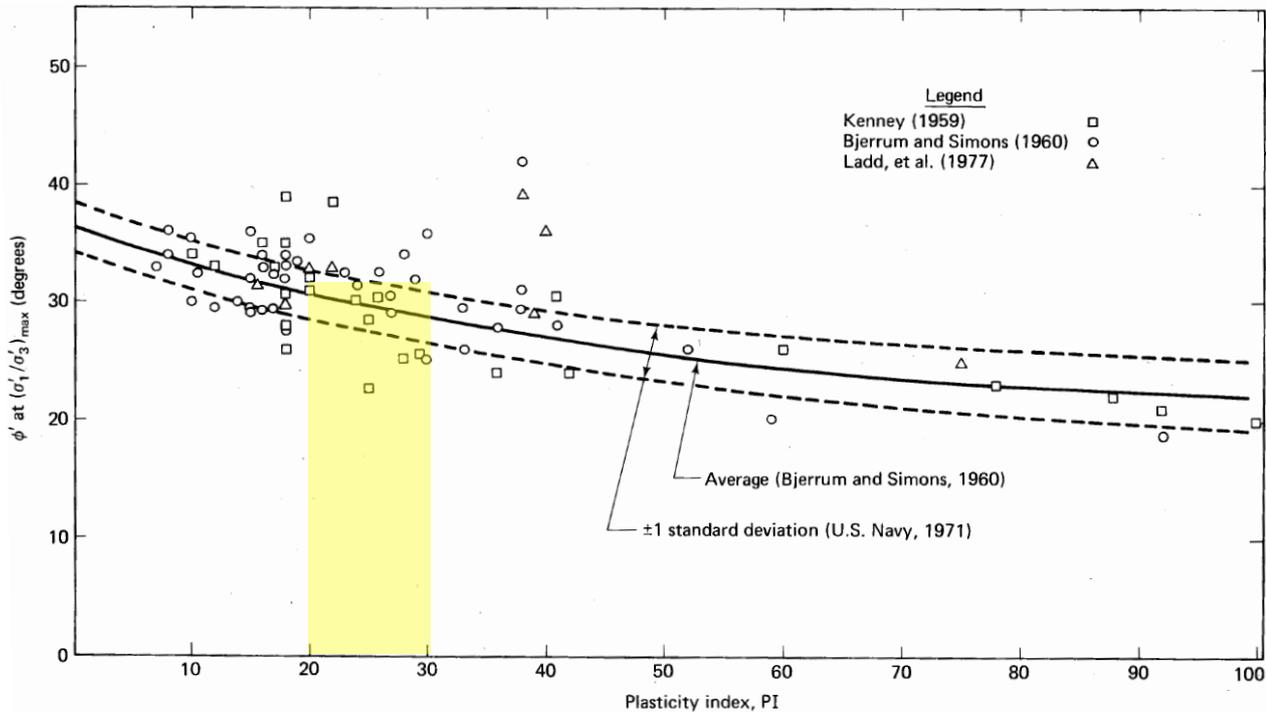


Figura 5 – Correlazioni fra angolo di resistenza a taglio e indice di plasticità.

Tabella 3 - Parametri di resistenza al taglio e di rigidezza dei terreni

Campione	z (m)	γ	e	c' (kPa)	ϕ' (°) [1]	ϕ' (°) [2]	cu (kPa)	M (MPa)	cc (-)	Cv (m ² /s)
BS14 CI1	2.00 - 2.50	20,8	0,64	0	36					
BS14 CI2	10.00 - 10.50	15,9	1,41	0	36		35			
S89 CI1	2.50 - 2.80	20,4		0		32		1,8-2,5-3,75	0,392	2 10 ⁻⁸
S89 CI2	8.85 - 9.07	18,4	3,59					4,1-3,8-3,0	0,807	2 10 ⁻⁸
S89 CI4	13.39 - 13.45	18,6	0,73	0		35		6,5-8,4-10,0	0,349	
S89 CI5	18.04 - 18.26	18,7		0		36				
S90 CI1	1,85 - 2.10	19,9	0,62	0		36				
S90 CI2	6.45 - 6.60	11,3	0,92					0,75-0,84-1,25	1,9	4 10 ⁻⁸
S90 CI4	18.05 - 18.35	19,5	0,82					3,8-5,9-9,4	0,095	9 10 ⁻⁷

Simboli:

z: profondità di prelievo del campione; γ : peso dell'unità di volume (kN/m³); e: indice dei vuoti; c' e ϕ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito in termini di tensioni efficaci [1] TD, [2] TxCIU; cu: resistenza al taglio non drenata (kPa); M: modulo di compressione edometrica (dilatazione trasversale impedita) ricavato per gli intervalli di tensione verticale efficace $\sigma'_v = 50-100$ kPa, $\sigma'_v = 100-200$ kPa e $\sigma'_v = 200-400$ kPa; cc: indice di compressione; cv: coefficiente di consolidazione (m²/s) relativo agli intervalli di pressione efficace $\sigma'_v = 100-200$ kPa (*) e $\sigma'_v = 200-400$ kPa; G₀: modulo di taglio ottenuto da prova in colonna risonante.

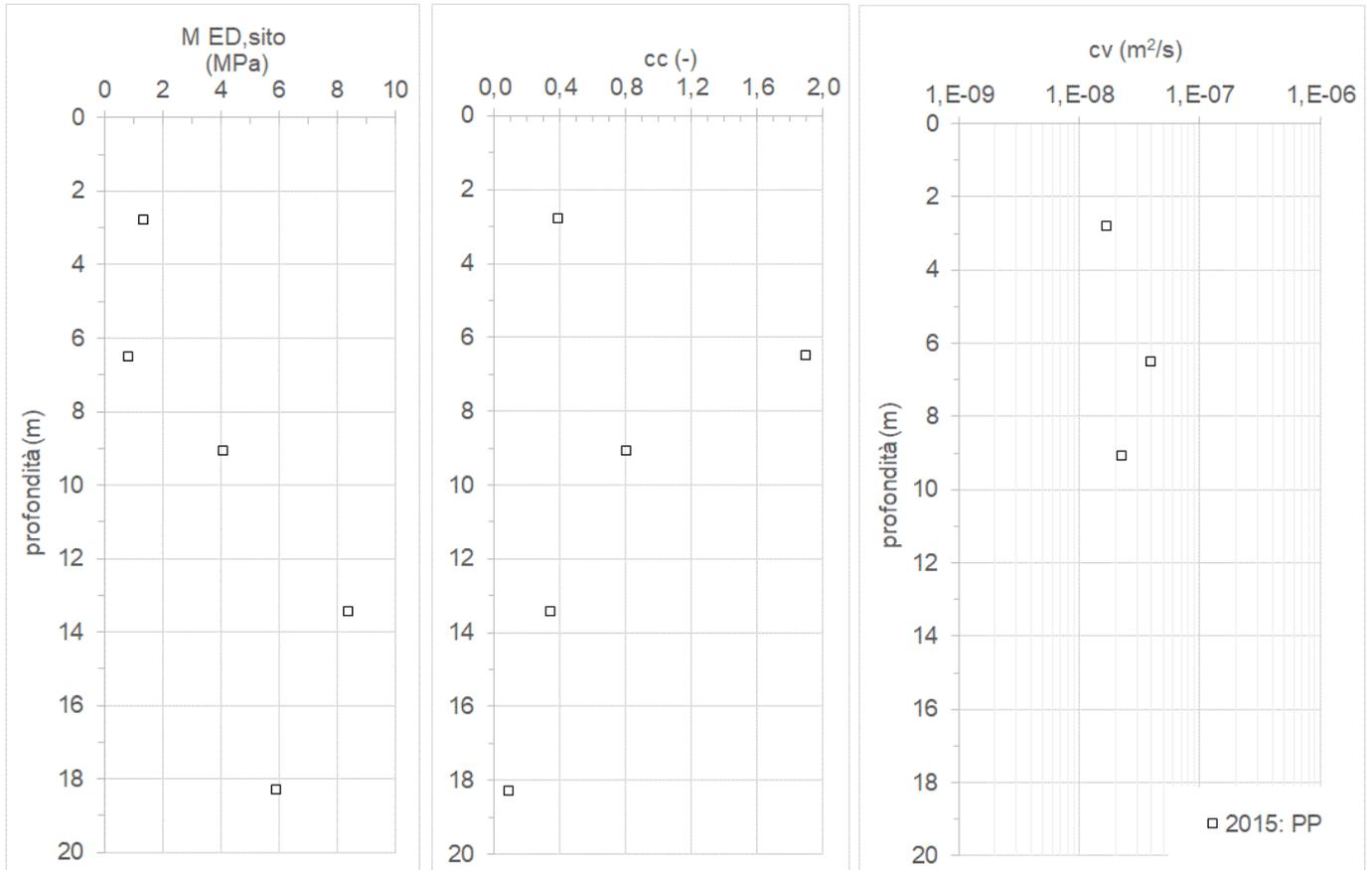


Figura 6 - Parametri di rigidità dei terreni.

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01		Pag 00.B

4 Risultati prove di permeabilità e di dissipazione in sito

4.1 Prove di permeabilità in foro (LeFranc)

Non sono state eseguite prove di permeabilità in foro.

4.2 Risultati di prove di dissipazione lungo la verticale CPTU

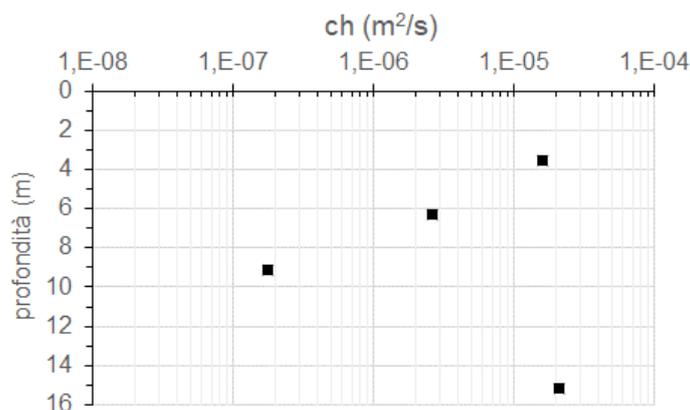


Figura 7 – Interpretazione delle prove di dissipazione durante l'esecuzione della prova penetrometrica dinamica CPTU12: valori del coefficiente di consolidazione, ch (m²/s)

5 Classificazione sismica e topografica

Per la classificazione sismica dell'area di interesse si è fatto riferimento all'approccio semplificato (DM.2018) che tiene conto delle categorie di sottosuolo.

Come indicato in Normativa ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s), ottenuti mediante specifiche prove geofisiche.

Nel caso in esame, per la caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione, è stata assunta la categoria D; tale scelta è coerente con i valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s misurati nel corso delle diverse prove geofisiche eseguite lungo la linea ferroviaria in progetto.

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01	Pag 00.B	

Poiché il territorio che comprende l'area del tratto di linea in esame è pianeggiante, non sono presenti particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, può essere ricondotto alla categoria topografica T1 (DM 2018 Tabella 3.2.IV). A tale categoria T1 si riconducono le seguenti aree: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01		Pag 00.B

Modello geotecnico del sottosuolo da pk.46+150 a pk.46+282

1 Modello geotecnico del sottosuolo

Tabella 1 – Modello geotecnico del sottosuolo ai fini del dimensionamento delle opere

COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO			RESISTENZA				RIGIDEZZA								
z_w [m]	z [m]	terreni	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	G [MPa]	v [-]	E_{cv} [MPa]	E_{ur} [MPa]	E_u [MPa]	$M^{[1]}$ [MPa]	n_h [kN/m ³]	$k_h^{[2]}$ [kN/m ²]
1,5	0.0 - 2.0	TR - A	19	27	0	40	30	9	0,3	23	59	27	10		14000
	2.0 - 4.5	B	19	27	0	30	30	9	0,3	23	59	27	5		10500
	4.5 - 7.5	C	19	32	0	--	40	12	0,3	31	62	--	10	5000	
	7.5 - 10.5	A (con torbe)	17	20	0	30	20	6	0,3	16	39	18	1		10500
	10.5 - 18.0	B	19	29	0	40	40	12	0,3	31	78	36	5		14000
	18.0 - 20.0	C	19	30	0	--	60	18	0,3	47	94	--	10	5000	
	20.0 - 22.0	B	19	27	0	50	40	12	0,3	31	78	36	5		17500
	22.0 - 30.0	D	19	40	0	--	170	51	0,3	133	150	--	60	5000	

si assume quota p.c. pari a 31,65m s.m.

^[1] Alti livelli di deformazione: da edometro/CPTU oppure da $3.5 \times 0.1 \times G$ per terreni a grana grossa

^[2] da dividere per il diametro del palo

2 Indagini di riferimento

campagna indagini 2015: S94, S96, CPTU109

campagna indagini 2021-2022: CPTU12

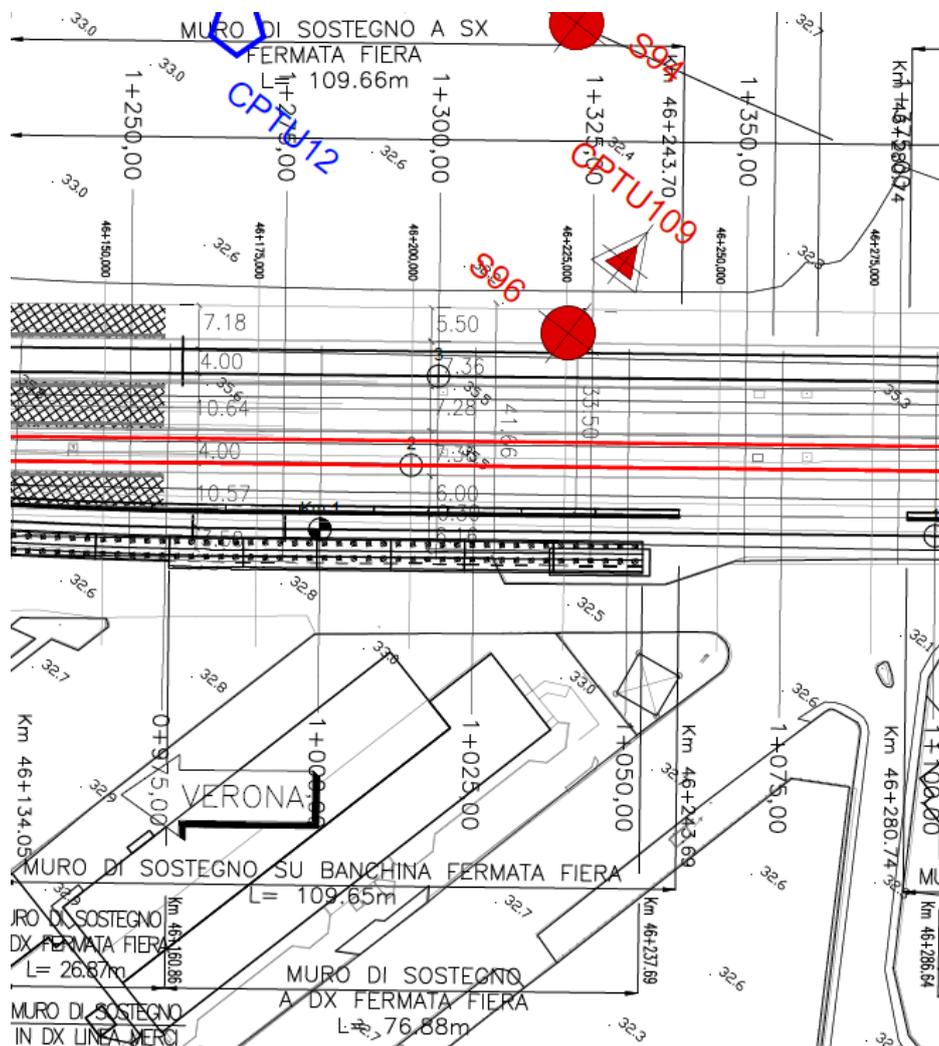


Figura 1 – Planimetria con l'ubicazione delle indagini.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

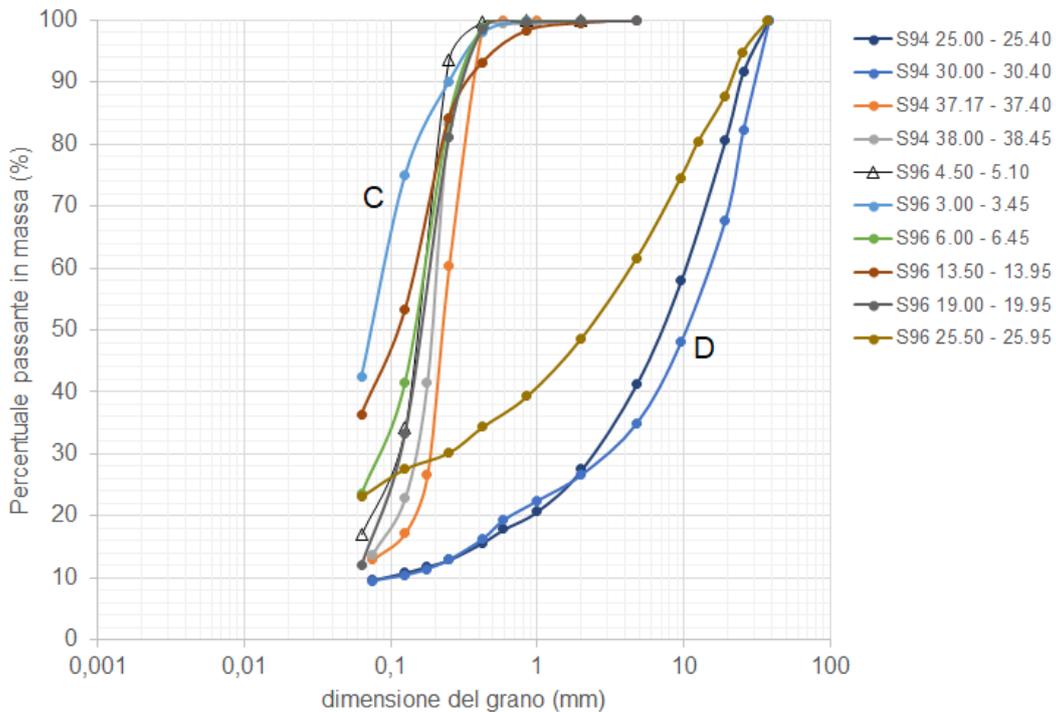
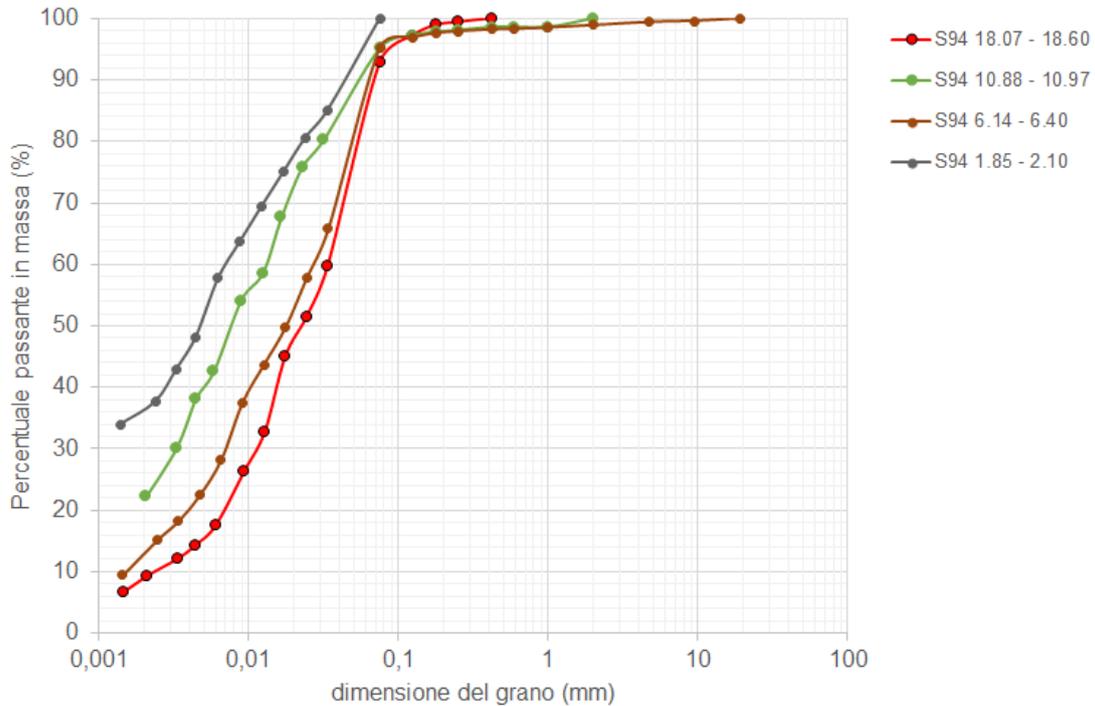
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

3 Risultati delle prove di laboratorio

3.1 Composizione granulometrica



3.2 Proprietà fisiche

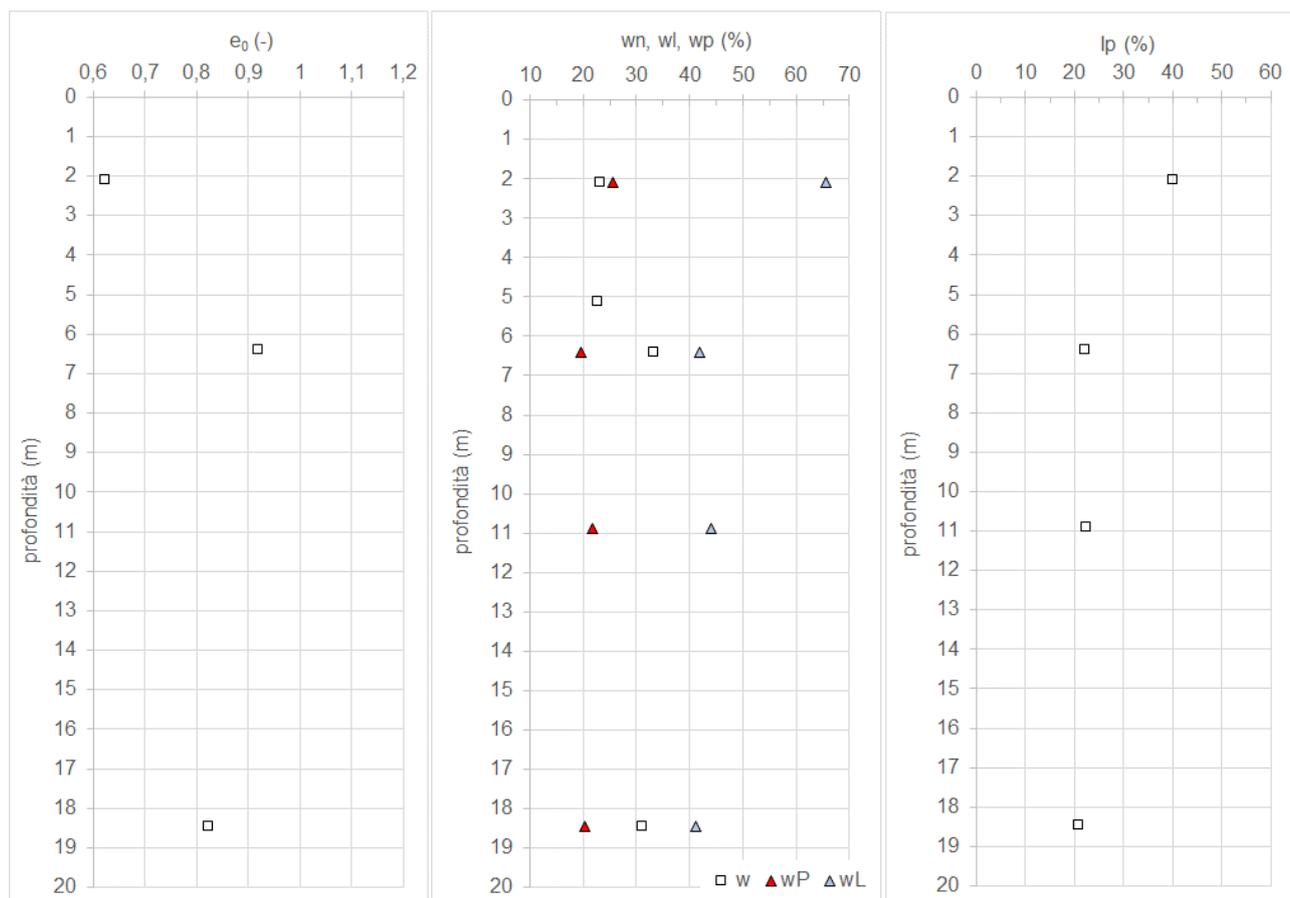


Figura 2 – Proprietà fisiche.

Tabella 2 – Proprietà fisiche

	profondità	w	e	n	Υ	Υ_d	Υ_s
	m	%	-	%	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3
S94 CI1	1.85 - 2.10	23,1	0,622	38,3	20,1	16,3	25,9
S94 CI2	6.14 - 6.40	33,3	0,919	47,9	18,9	14,2	27,3
S94 CI3	10.88 - 10.97						27,2
S94 CI4	18.10 - 18.45	31	0,822	45,1	19,1	14,6	
S94 CI5	36.8 - 37.4						27,3
S96 CI1	4.50 - 5.10	22,8			20,1	16,4	26,6

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforo, assunto coincidente con il p.c.; w: contenuto d'acqua naturale; e_0 : indice dei vuoti; G_s (-): peso specifico dei grani; Υ (kN/m^3): peso dell'unità di volume

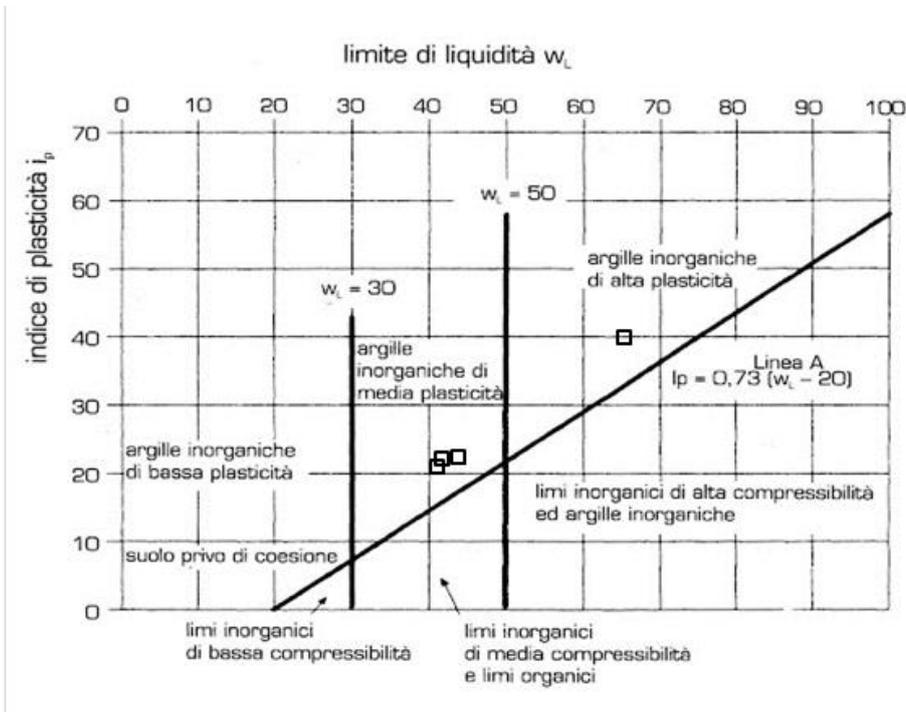


Figura 3 – Carta di plasticità di Casagrande.

	profondità m	w_L %	w_P %	I_p	analisi granulometrica			
					Ag (%)	Lm (%)	Sb (%)	Gh (%)
S94 CI1	1.85 - 2.10	65,6	25,6	40,0	37,0	59,0	4,0	0,0
S94 CI2	6.14 - 6.40	41,8	19,7	22,1	13,0	74,0	12,0	1,0
S94 CI3	10.88 - 10.97	44,0	21,7	22,3	22,0	70,0	9,0	0,0
S94 CI4	18.10 - 18.45	41,2	20,4	20,8	9,0	83,8	7,2	0,0
S94 CI5	36.8 - 37,4				0,0	11,0	89,0	0,0
S96 CI1	4.50 - 5.10				16,9		83,1	
ti i campioni prelevati da SPT sono classificati come SABBIA medio-fine LIMOSA, con LIMO: da 3,00 a 20,00m da								
S96 CR1	25.5 - 25.95				23,1		25,6	51,3

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforno, assunto coincidente con il p.c.; w_L , w_P : contenuti d'acqua al limite di liquidità e di plasticità; I_p : indice di plasticità; percentuale di contenuto: Ag argilla; Lm limo; Sb sabbia; Gh ghiaia

3.3 Risultati delle prove di resistenza in cella triassiale e scatola di taglio, e delle prove di compressione edometrica

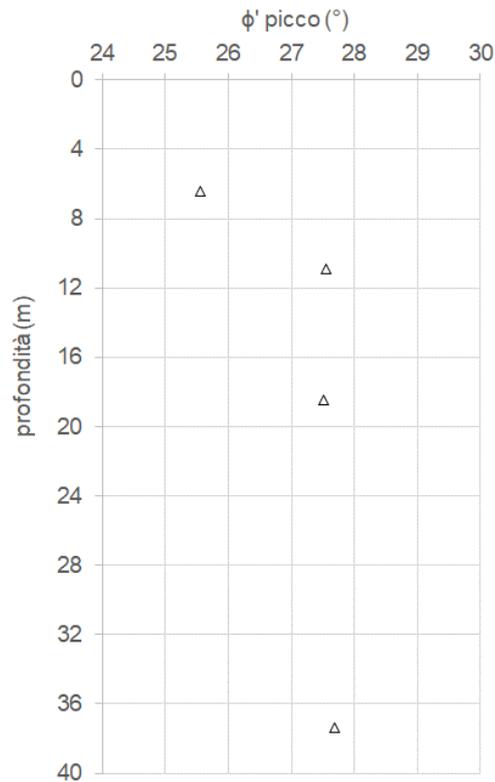


Figura 4 - Parametri di resistenza al taglio dei terreni a grana fine (triangoli: da letteratura).



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

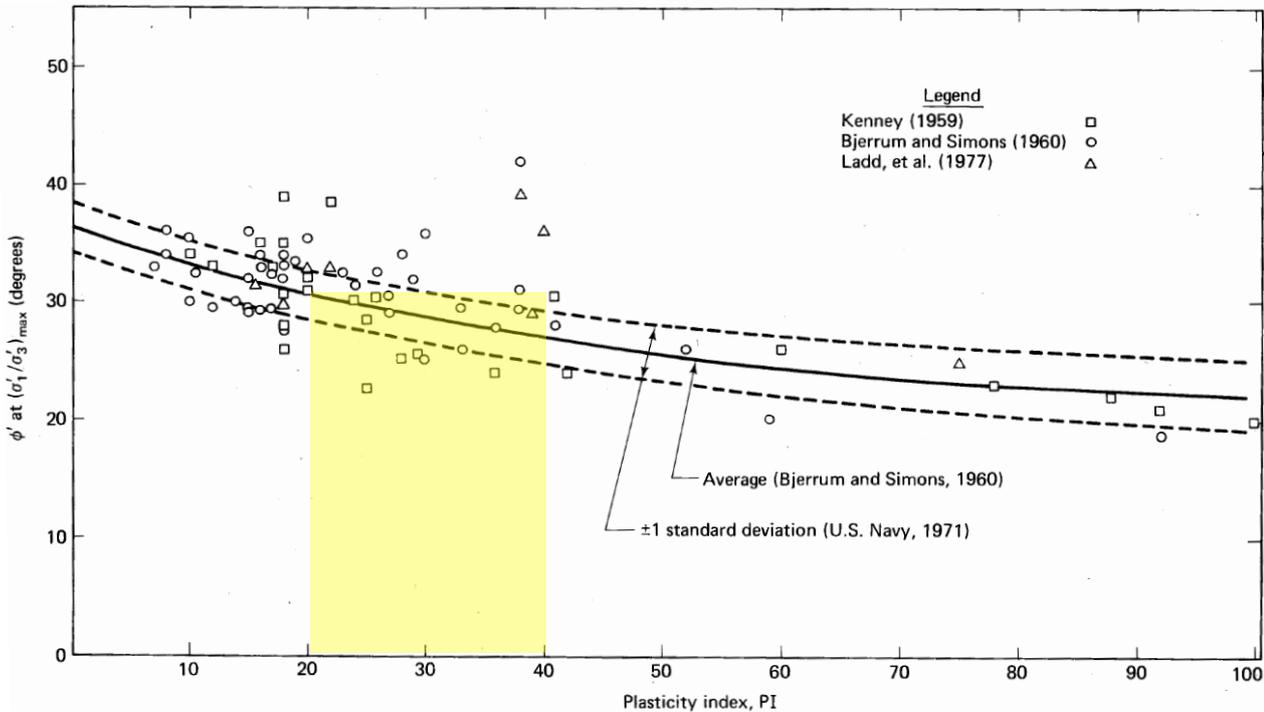


Figura 5 – Correlazioni fra angolo di resistenza a taglio e indice di plasticità.

Tabella 3 - Parametri di resistenza al taglio e di rigidità dei terreni C

Campione	z (m)	γ	e	c' (kPa)	ϕ' (°) [1]	ϕ' (°) [2]	cu (kPa)	M (MPa)	cc (-)	Cv (m ² /s)
S94 CI1	1.85 - 2.10	20,1	0,62				54			
S94 CI2	6.14 - 6.40	18,9	0,92	0		35		3,7 - 5,8 - 9,1	0,241	5 10 ⁻⁷
S94 CI3	10.88 - 10.97									
S94 CI4	18.10 - 18.45	19,1	0,82				100			
S94 CI5	36.8 - 37,4									
S96 CI1	4.50 - 5.10	20,1		0		32				

Simboli:

z: profondità di prelievo del campione; γ : peso dell'unità di volume (kN/m³); e: indice dei vuoti; c' e ϕ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito in termini di tensioni efficaci [1] TD, [2] TxCIU; cu: resistenza al taglio non drenata (kPa); M: modulo di compressione edometrica (dilatazione trasversale impedita) ricavato per gli intervalli di tensione verticale efficace $\sigma'_v = 50-100$ kPa, $\sigma'_v = 100-200$ kPa e $\sigma'_v = 200-400$ kPa; cc: indice di compressione; cv: coefficiente di consolidazione (m²/s) relativo agli intervalli di pressione efficace $\sigma'_v = 100-200$ kPa (*) e $\sigma'_v = 200-400$ kPa; G₀: modulo di taglio ottenuto da prova in colonna risonante.

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01	Pag 00.B	

4 Risultati prove in sito

4.1 Prove di permeabilità in foro (LeFranc)

Non sono state eseguite prove di permeabilità in foro.

4.2 Risultati di prove di dissipazione lungo la verticale CPTU

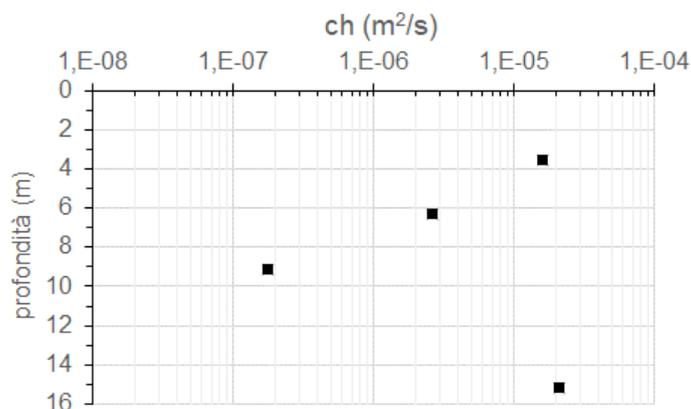


Figura 6 – Interpretazione delle prove di dissipazione durante l'esecuzione della prova penetrometrica dinamica CPTU12: valori del coefficiente di consolidazione, ch (m²/s)

5 Classificazione sismica e topografica

Per la classificazione sismica dell'area di interesse si è fatto riferimento all'approccio semplificato (DM.2018) che tiene conto delle categorie di sottosuolo.

Come indicato in Normativa ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s), ottenuti mediante specifiche prove geofisiche.

Nel caso in esame, per la caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione, è stata assunta la categoria D; tale scelta è coerente con i valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s misurati nel corso delle diverse prove geofisiche eseguite lungo la linea ferroviaria in progetto.

Poiché il territorio che comprende l'area del tratto di linea in esame è pianeggiante, non sono presenti particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, può essere ricondotto alla categoria topografica T1 (DM 2018 Tabella 3.2.IV). A tale categoria T1 si riconducono le seguenti aree: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01		Pag 00.B

Modello geotecnico del sottosuolo da pk.46+282 a pk.46+450

1 Modello geotecnico del sottosuolo

Tabella 1 – Modello geotecnico del sottosuolo ai fini del dimensionamento delle opere

COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO				RESISTENZA			RIGIDEZZA								
z_w [m]	z [m]	terreni	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	G [MPa]	ν [-]	E_{cv} [MPa]	E_{ur} [MPa]	E_u [MPa]	$M^{(1)}$ [MPa]	n_h [kN/m ³]	$k_h^{(2)}$ [kN/m ²]
1,5	0.0 - 2.0	TR - A	19	27	0	40	30	9	0,3	23	59	27	10		14000
	2.0 - 4.0	A	19	26	0	30	25	8	0,3	20	49	23	4		10500
	4.0 - 5.0	C	19	30	0	--	30	9	0,3	23	47	--	10	5000	
	5.0 - 15.0	A	19	26	0	30	25	8	0,3	20	49	23	4		10500
	15.0 - 24.0	A	19	26	0	40	30	9	0,3	23	59	27	5		14000
	24.0 - 27.0	D	19	40	0	--	170	51	0,3	133	150	--	60	5000	
	27.0 - 29.0	A	19	26	0	50	35	11	0,3	27	68	32	5		17500
	29.0 - 30.0	D	19	40	0	--	170	51	0,3	133	150	--	60	5000	

si assume quota p.c. pari a 32,4 m s.m.

⁽¹⁾ Alti livelli di deformazione: da edometro/CPTU oppure da $3.5 \times 0.1 \times G$ per terreni a grana grossa

⁽²⁾ da dividere per il diametro del palo

2 Indagini di riferimento

campagna indagini 2015: S93, S95, S97

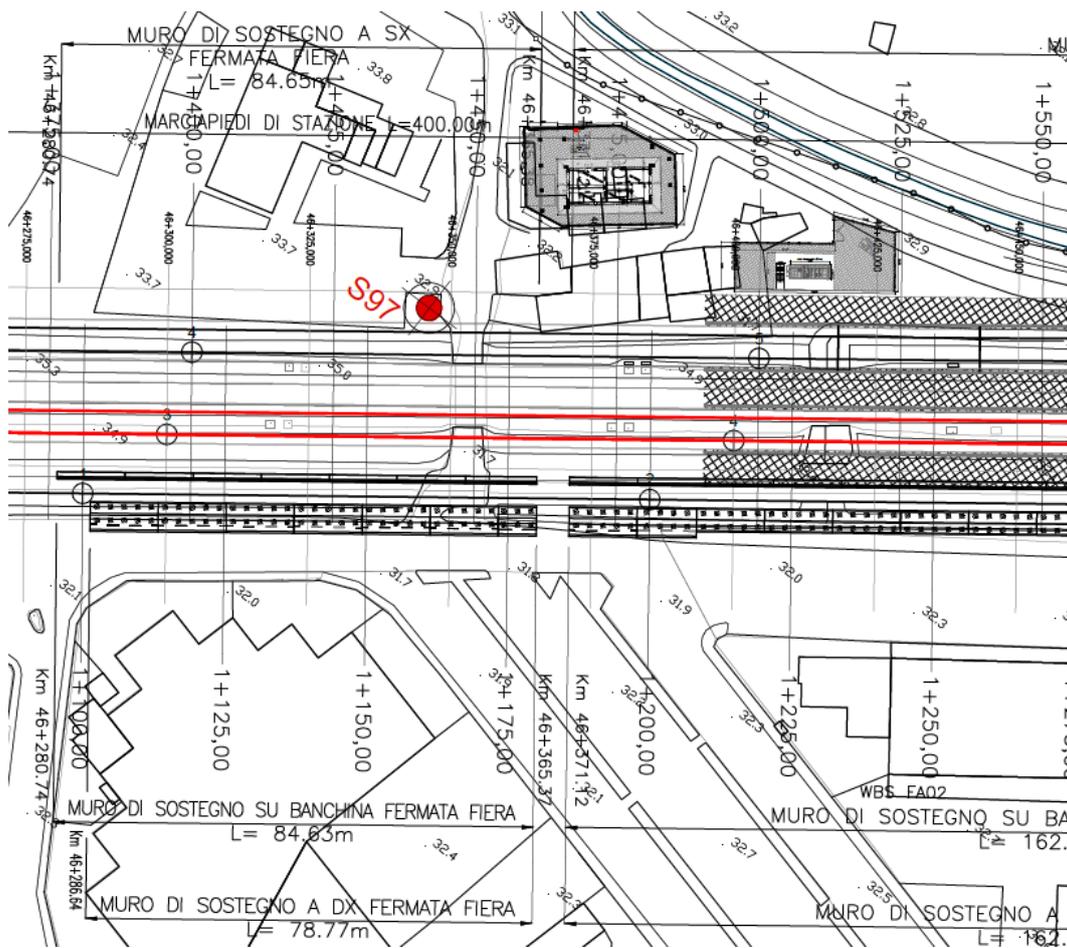


Figura 1 – Planimetria con l'ubicazione delle indagini.



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

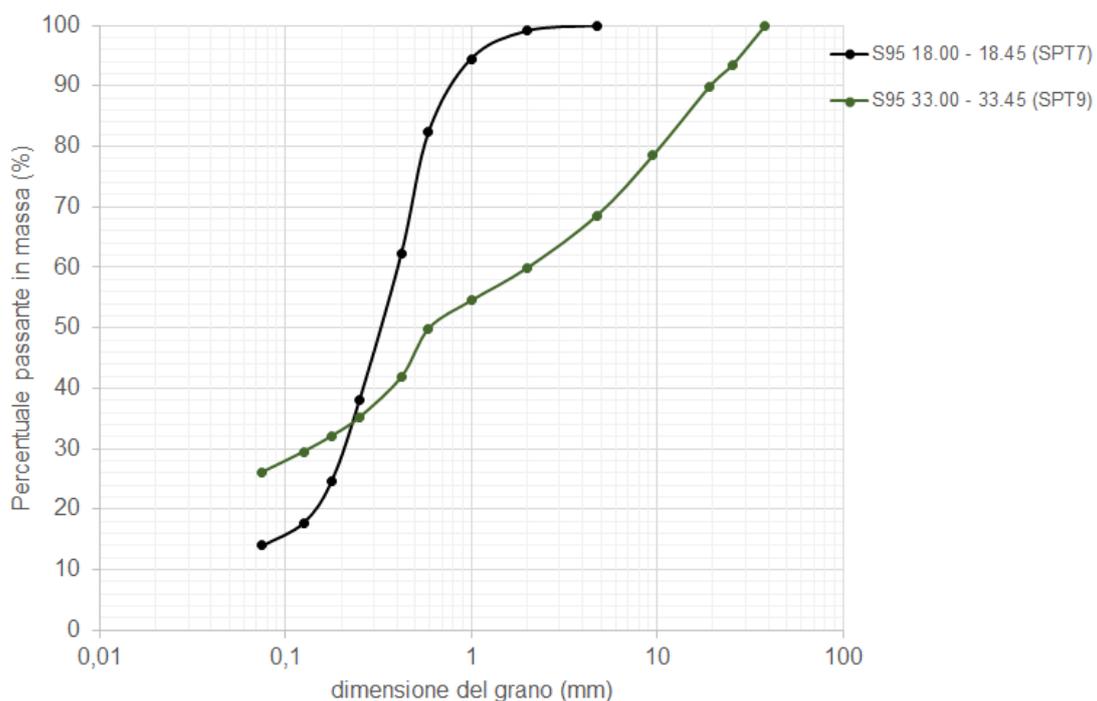
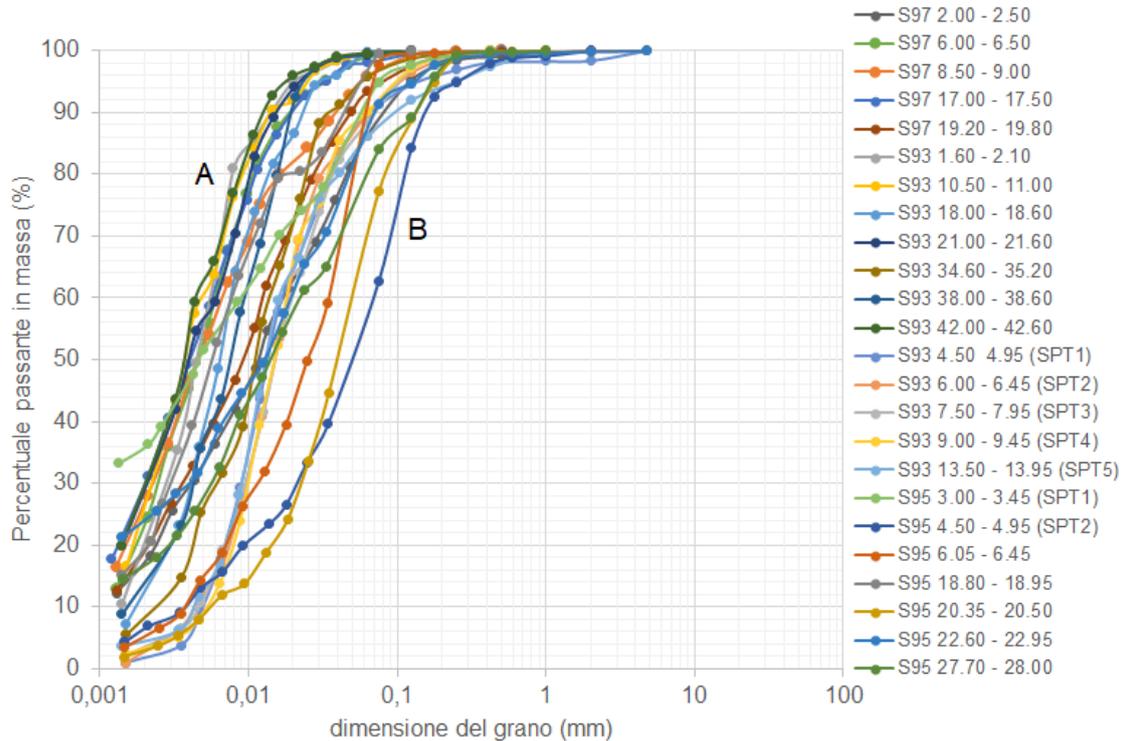
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

3 Risultati delle prove di laboratorio

3.1 Composizione granulometrica



3.2 Proprietà fisiche

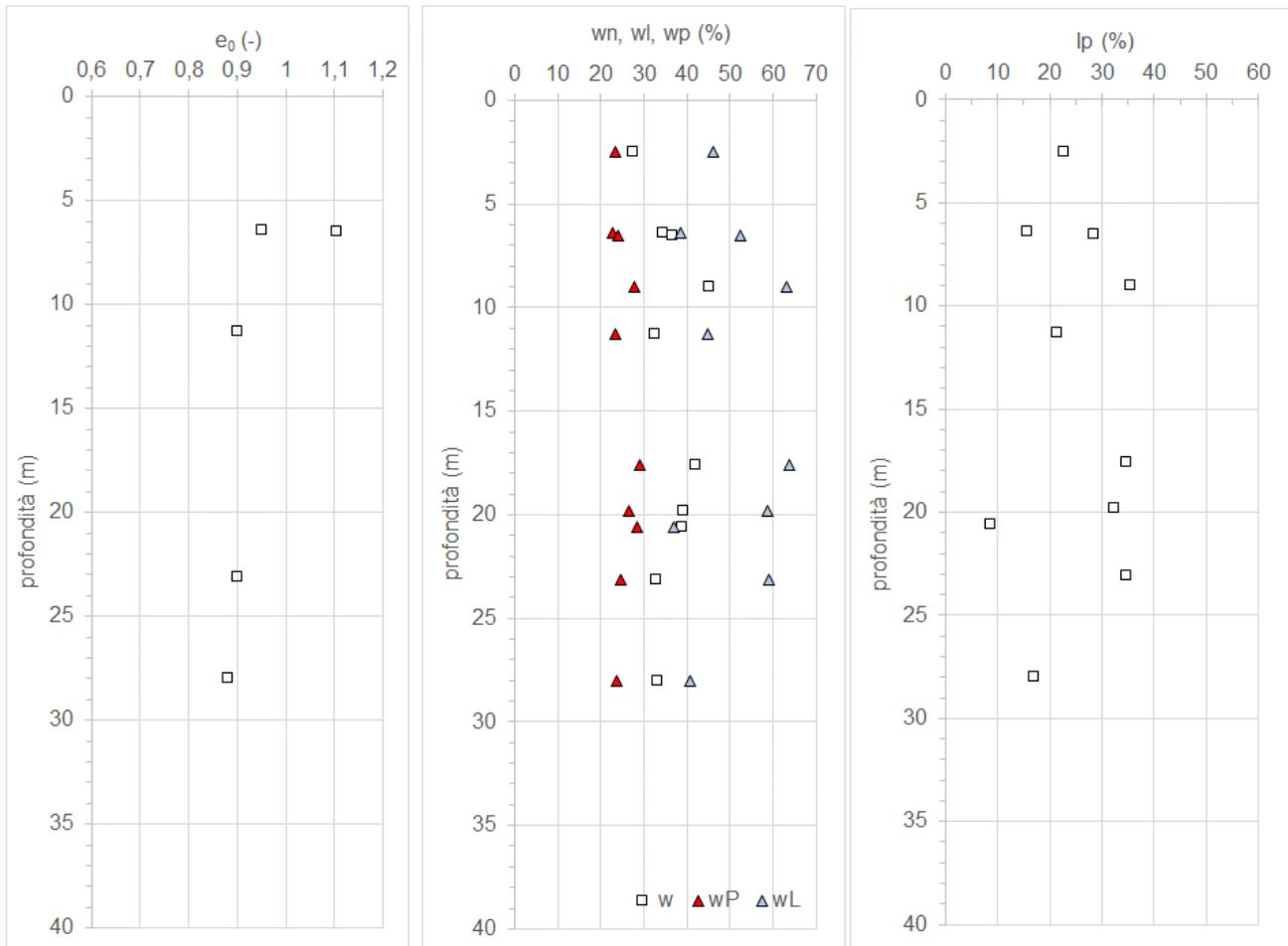


Figura 2 – Proprietà fisiche.

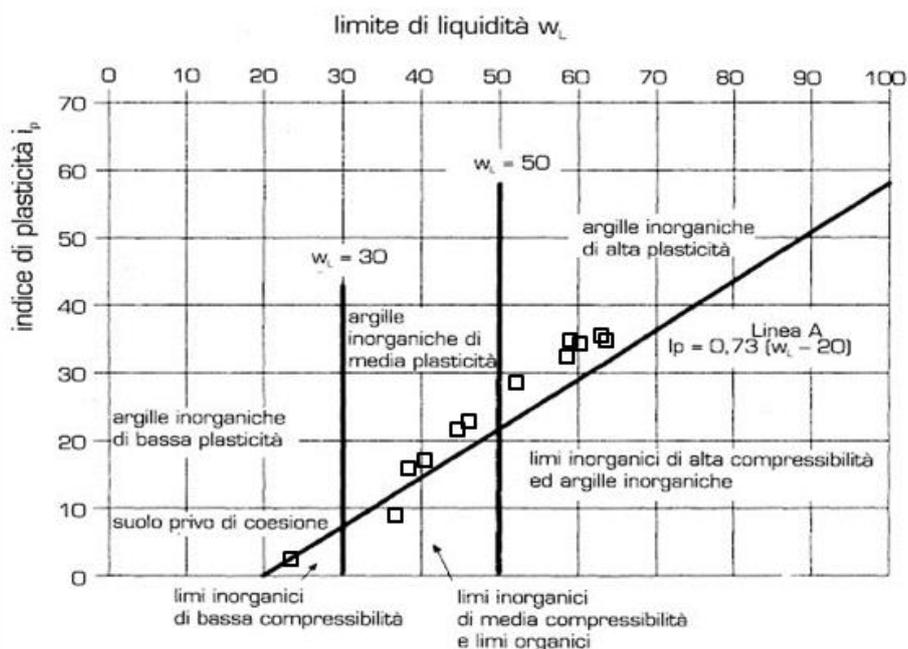


Figura 3 – Carta di plasticità di Casagrande

Tabella 2 – Proprietà fisiche

	profondità	w	e	n	Υ	Υ_d	Υ_s
	m	%	-	%	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3
S95 CIA	5.80 - 6.40	34,3	0,95	48,7	18,65	13,9	27,2
S95 CIB	10.70 - 11.30	32,6	0,9	47,4	18,78	14,2	26,9
S95 CIC	20.00 - 20.60	39			17,44	12,5	
S95 CID	22.50 - 23.10	33	0,899	47,3	18,55	13,9	26,5
S95 CIE	27.40 - 28.00	33,2	0,88	46,8	18,72	14,1	
S97 CIA	2.00 - 2.50	27,5			19,3	15,1	26,5
S97 CIB	6.00 - 6.50	36,6	1,104	52,5	18,6	13,6	27,2
S97 CIC	8.50 - 9.00	45,2			19,2	13,2	26,5
S97 CIE	17.00 - 17.60	41,9			17,3	12,2	
S97 CIF	19.20 - 19.80	39,2	1,264	55,8	17,9	12,8	26,9

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforo, assunto coincidente con il p.c.; w: contenuto d'acqua naturale; e₀: indice dei vuoti; G_s (-): peso specifico dei grani; Υ (kN/m^3): peso dell'unità di volume

	profondità m	w _L %	w _p %	I _p	analisi granulometrica			
					Ag (%)	Lm (%)	Sb (%)	Gh (%)
S95 C1	3.00 - 3.45	60,4	26,2	34,2	36,0	55,0	9,0	0,0
S95 C2	4.50 - 4.95	23,5	21,4	2,1	7,0	50,0	44,0	0,0
S95 CIA	5.80 - 6.40	38,4	22,7	15,6	5,0	81,0	13,0	0,0
S95 CIB	10.70 - 11.30	44,7	23,3	21,4	20,0	76,0	4,0	0,0
S95 C7	18.00 - 18.45				12		87,0	1,0
S95 CIC	20.00 - 20.60	36,9	28,3	8,6	3,0	65,0	32,0	0,0
S95 CID	22.50 - 23.10	59,1	24,6	34,6	24	62	14	0
S95 CIE	27.40 - 28.00	40,6	23,7	16,9	17,0	62,0	21,0	0,0
S95 SPT9	33.00 - 33.45				25,0		35,0	40,0
S97 CIA	2.00 - 2.50	46,1	23,5	22,6	17,0	69,3	13,7	0,0
S97 CIB	6.00 - 6.50	52,3	23,9	28,4	24,0	75,0	1,0	0,0
S97 CIC	8.50 - 9.00	63,2	27,7	35,5	27,0	69,0	4,0	0,0
S97 CIE	17.00 - 17.60	63,7	29,1	34,6	31,1	67,0	1,9	0,0
S97 CIF	19.20 - 19.80	58,8	26,4	32,4	20,0	73,4	6,6	0,0

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforo, assunto coincidente con il p.c.; w_L, w_p: contenuti d'acqua al limite di liquidità e di plasticità; IP: indice di plasticità; percentuale di contenuto: Ag argilla; Lm limo; Sb sabbia; Gh ghiaia

3.3 Risultati delle prove di resistenza in cella triassiale e scatola di taglio, e delle prove di compressione edometrica

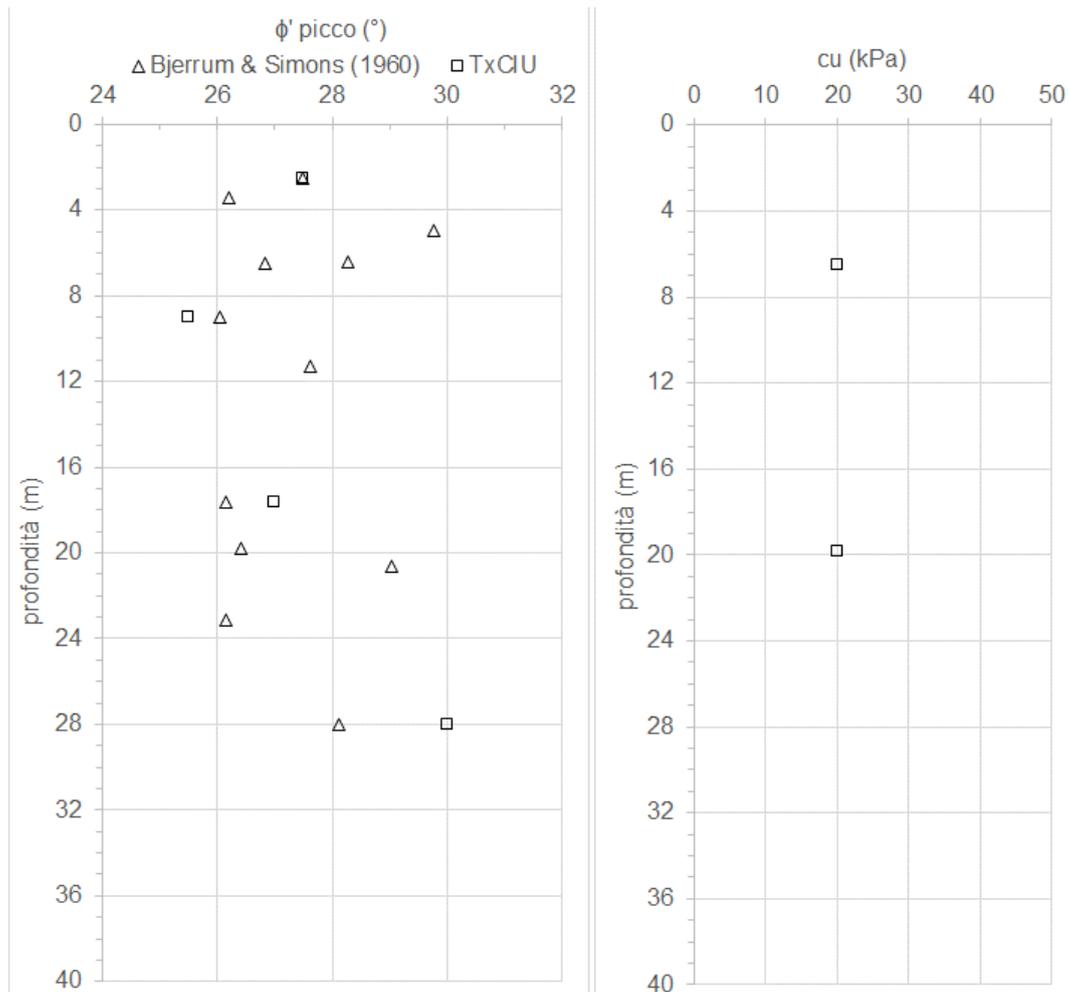


Figura 4 - Parametri di resistenza al taglio dei terreni a grana fine (quadrati: da laboratorio; triangoli: da letteratura).



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

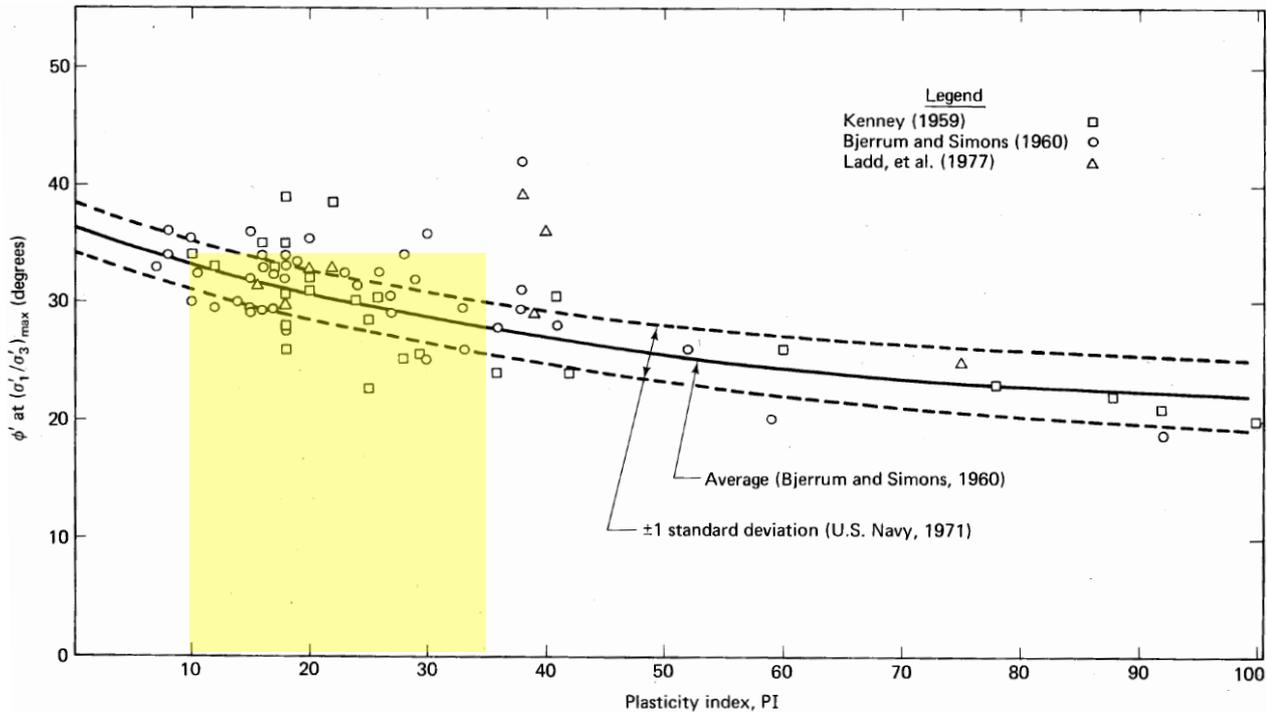


Figura 5 – Correlazioni fra angolo di resistenza a taglio e indice di plasticità.

Tabella 3 - Parametri di resistenza al taglio e di rigidezza

Campione	z [m]	γ	e	c' [1]	ϕ' (°) [1]	c' [2]	ϕ' (°) [2]	cu	M (MPa)	cc (-)	Cv (m ² /s)
S95 CIA	5.80 - 6.40	18,7	0,95			0	35		4,5-5,9-7,5	0,365	1,6 10 ⁻⁶
S95 CIB	10.70 - 11.30	18,8	0,9						4,0-4,9-6,1	0,259	3 10 ⁻⁷
S95 CIC	20.00 - 20.60	17,4									
S95 CID	22.50 - 23.10	18,6	0,90			0	35		7,0-6,0-5,5	0,322	1,5 10 ⁻⁷
S95 CIE	27.40 - 28.00	18,7	0,88			0	30				
S97 CIA	2.00 - 2.50	19,3					27,5				
S97 CIB	6.00 - 6.50	18,6	1,10					20	2,1-3,2-5,2	0,271	3 10 ⁻⁷
S97 CIC	8.50 - 9.00	19,2				4,6	25,5				
S97 CID	17.00 - 17.60	17,3	1,104			0	27				
S97 CIF	19.20 - 19.80	17,9	1,264					20	1,6-2,7-4,8	0,310	

Simboli:

z: profondità di prelievo del campione; γ : peso dell'unità di volume (kN/m³); e: indice dei vuoti; c' e ϕ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito in termini di tensioni efficaci [1] TD, [2] TxCIU; cu: resistenza al taglio non drenata (kPa); M: modulo di compressione edometrica (dilatazione trasversale impedita) ricavato per gli intervalli di tensione verticale efficace $\sigma'_v = 50-100$ kPa, $\sigma'_v = 100-200$ kPa e $\sigma'_v = 200-400$ kPa; cc: indice di compressione; cv: coefficiente di consolidazione (m²/s) relativo agli intervalli di pressione efficace $\sigma'_v = 100-200$ kPa (*) e $\sigma'_v = 200-400$ kPa; G₀: modulo di taglio ottenuto da prova in colonna risonante.

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01	REV.	Pag 00.B

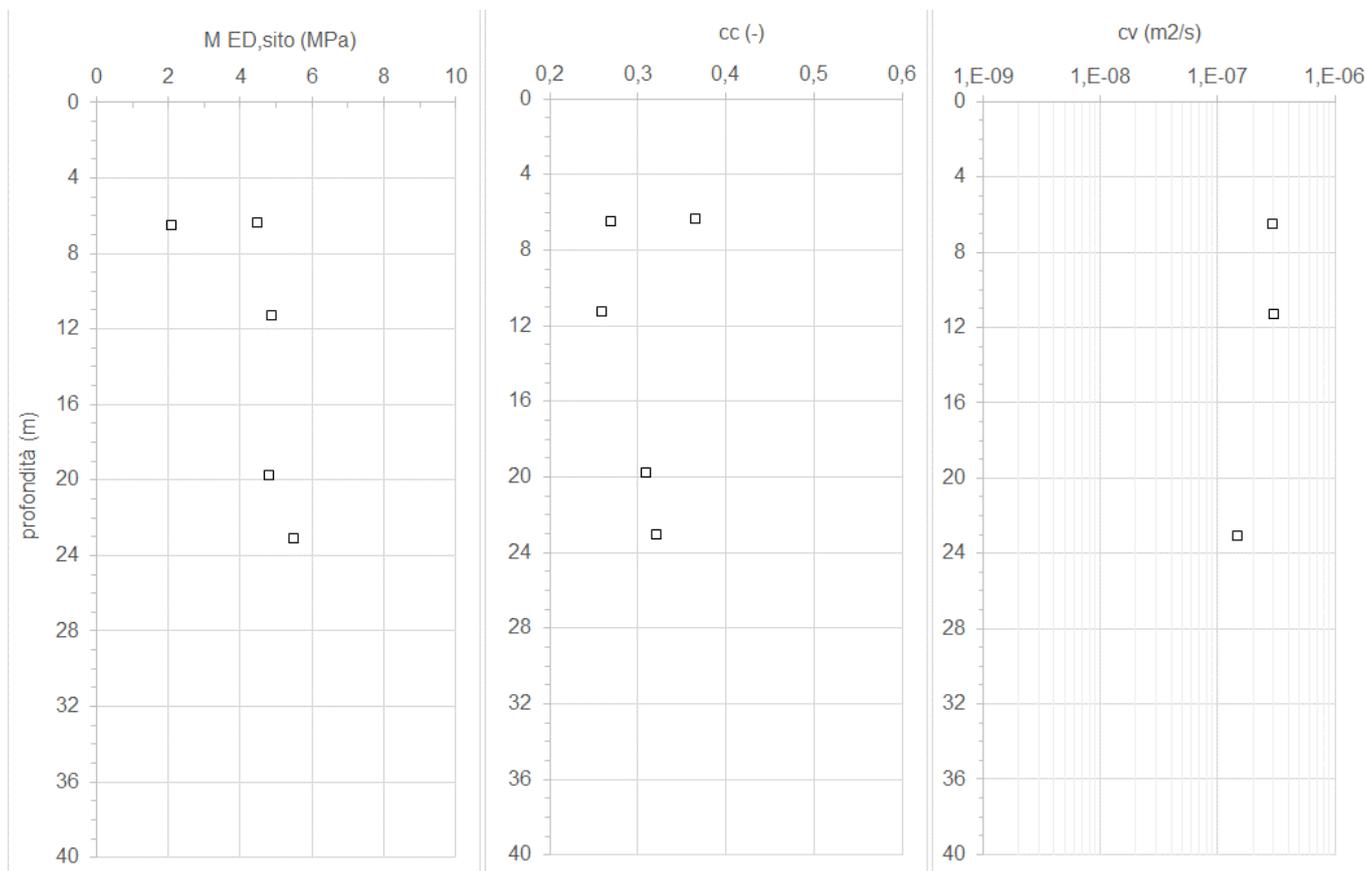


Figura 6 - Parametri di rigidezza dei terreni a grana fina.

4 Risultati prove di permeabilità e di dissipazione in sito

Non sono state eseguite prove di permeabilità in foro.

Non sono presenti prove penetrometriche statiche durante le quali eseguire prove di dissipazione.

5 Classificazione sismica e topografica

Per la classificazione sismica dell'area di interesse si è fatto riferimento all'approccio semplificato (DM.2018) che tiene conto delle categorie di sottosuolo.

Come indicato in Normativa ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01	Pag 00.B

semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s), ottenuti mediante specifiche prove geofisiche.

Nel caso in esame, per la caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione, è stata assunta la categoria D; tale scelta è coerente con i valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s misurati nel corso delle diverse prove geofisiche eseguite lungo la linea ferroviaria in progetto.

Poiché il territorio che comprende l'area del tratto di linea in esame è pianeggiante, non sono presenti particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, può essere ricondotto alla categoria topografica T1 (DM 2018 Tabella 3.2.IV). A tale categoria T1 si riconducono le seguenti aree: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

	<h1>Linea AV/AC VERONA – PADOVA</h1>	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01		Pag 00.B

Modello geotecnico del sottosuolo da pk.46+450 a pk.46+591

1 Modello geotecnico del sottosuolo

Tabella 1 – Modello geotecnico del sottosuolo ai fini del dimensionamento delle opere

COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO				RESISTENZA			RIGIDEZZA								
z_w [m]	z [m]	terreni	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	G [MPa]	ν [-]	E_{cv} [MPa]	E_{ur} [MPa]	E_u [MPa]	$M^{[1]}$ [MPa]	n_h [kN/m ³]	$k_h^{[2]}$ [kN/m ²]
1,5	0.0 - 2.0	TR	19	30	0	--	40	12	0,3	31	78	--	5	5000	
	2.0 - 6.0	A	19	28	0	40	40	12	0,3	31	78	36	4		14000
	6.0 - 12.0	A - B - C	19	28	0	40	50	15	0,3	39	78	45	4		14000
	12.0 - 14.0	C	19	33	0	--	80	24	0,3	62	125	--	40	5000	
	14.0 - 23.0	A	19	28	0	50	50	15	0,3	39	98	45	10		17500
	23.0 - 25.0	C	19	33	0	--	80	24	0,3	62	125	--	40	5000	
	25.0 - 30.0	A	19	27	0	50	50	15	0,3	39	98	45	4		17500
	30.0 - 38.0	D	19	38	0	--	170	51	0,3	133	150	--	60	5000	
	38.0 - 42.0	A	19	27	0	50	50	15	0,3	39	98	45	5		17500
	42.0 - 50.0	D	19	38	0	--	170	51	0,3	133	150	--	60	5000	

si assume quota p.c. pari a 32,6 m s.m.

^[1] Alti livelli di deformazione: da edometro/CPTU oppure da $3.5 \times 0.1 \times G$ per terreni a grana grossa

^[2] da dividere per il diametro del palo

2 Indagini di riferimento

campagna indagini 2015: S98, S99, S100, S101, CPTU110, CPTU111, CPTU112

campagna indagini 2021-2022: BS17 (foro attrezzato per prova Down-Hole)

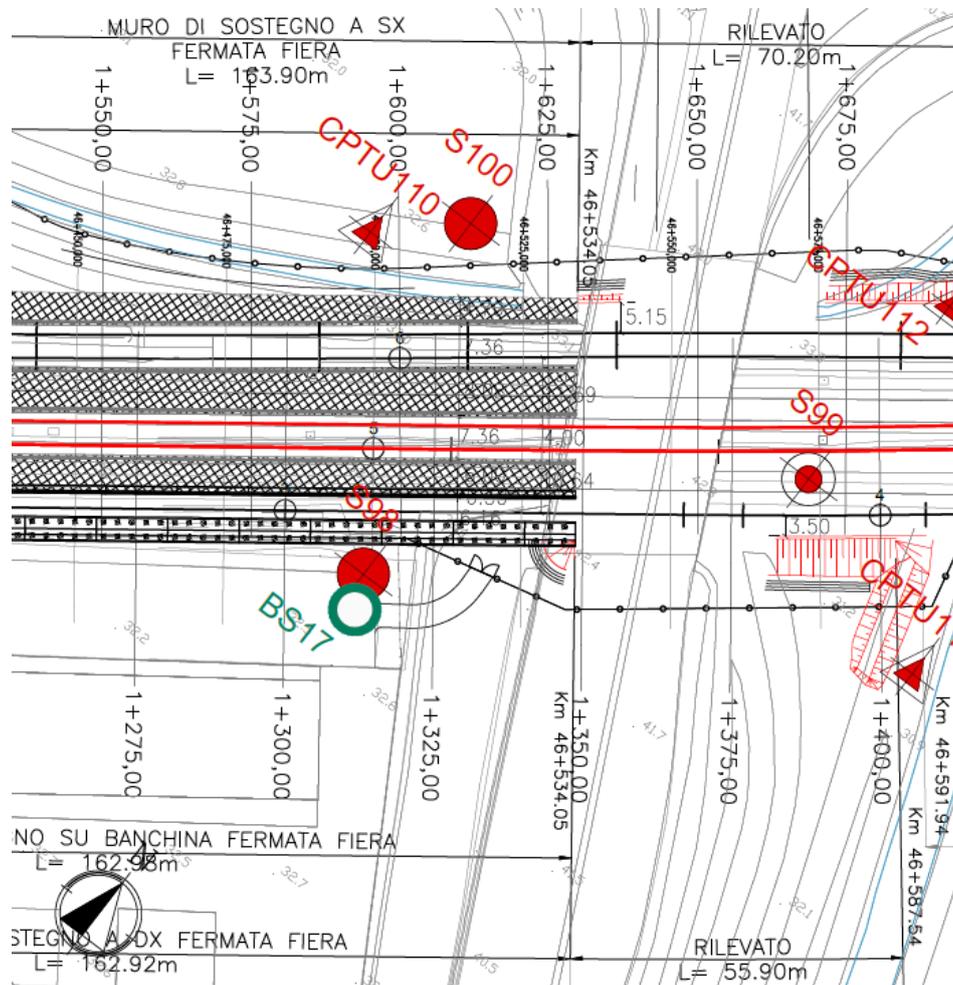


Figura 1 – Planimetria con l'ubicazione delle indagini



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

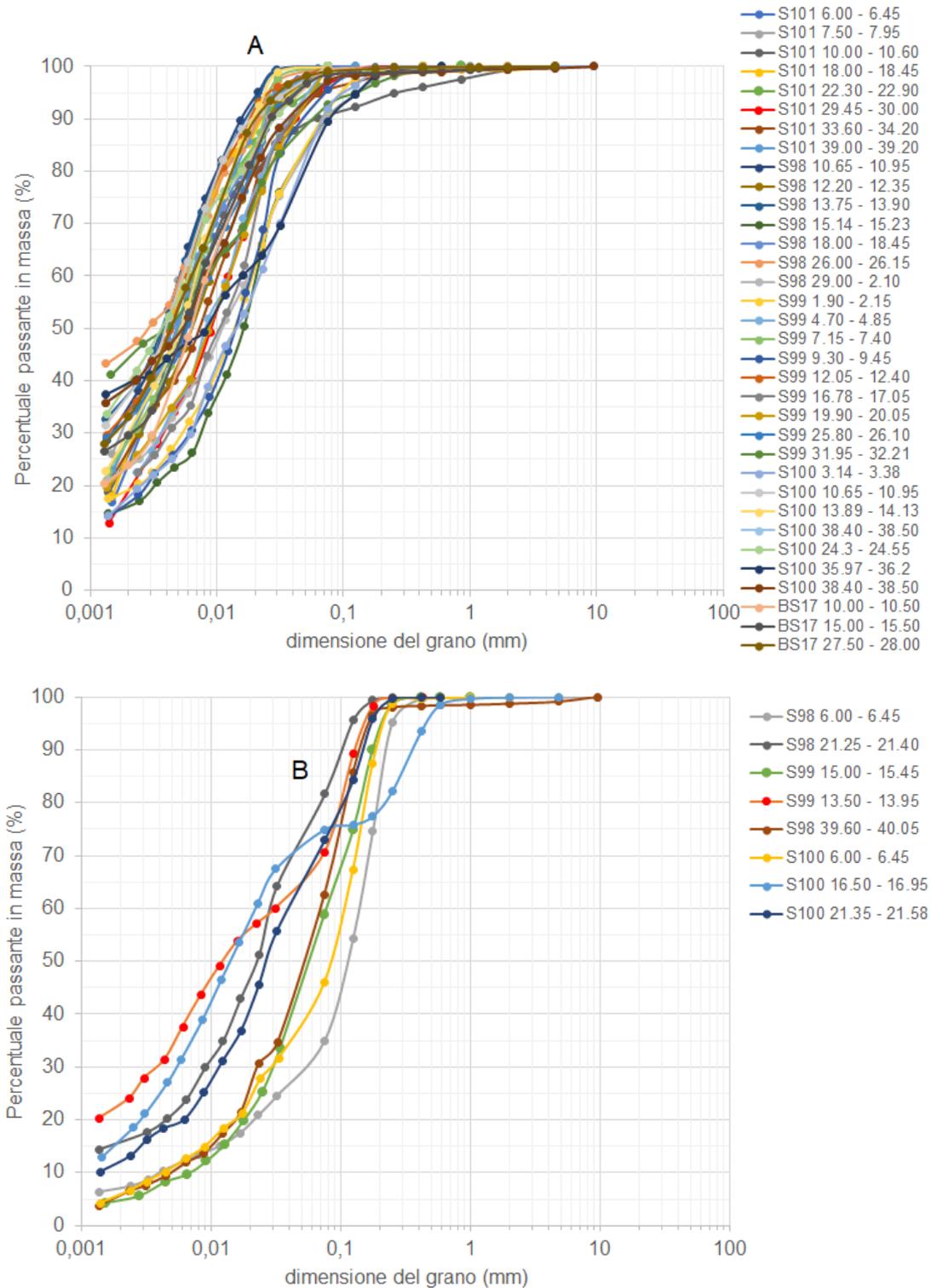
Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

3 Risultati delle prove di laboratorio

3.1 Composizione granulometrica





IRICAV2

ATI bonifica

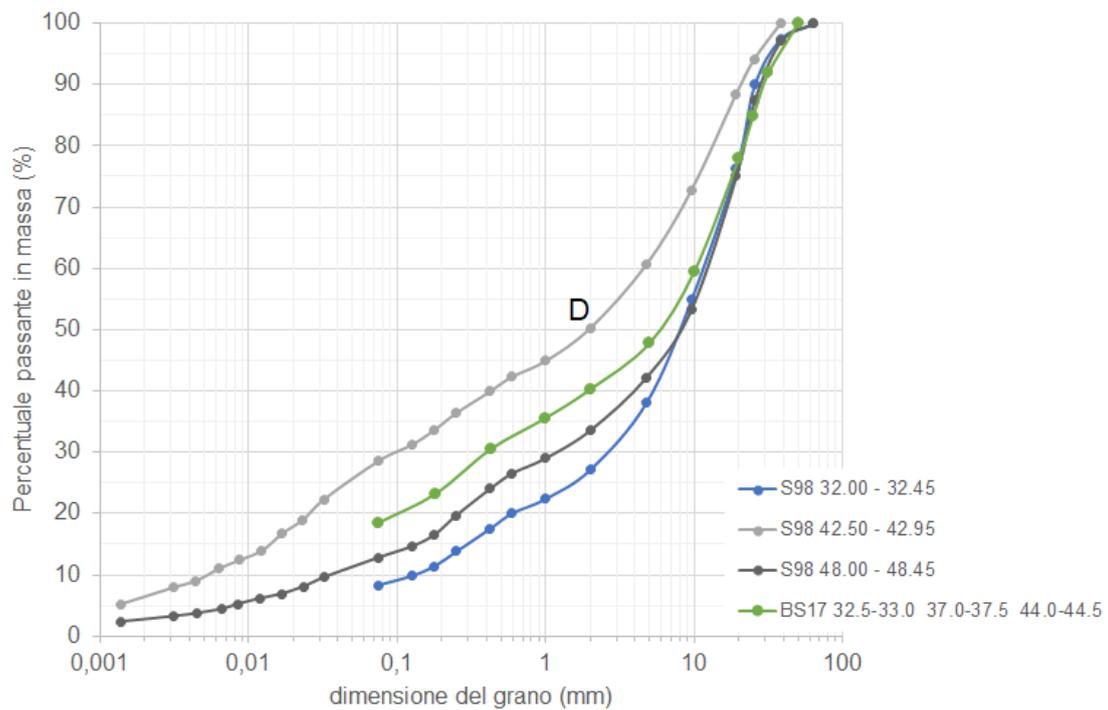
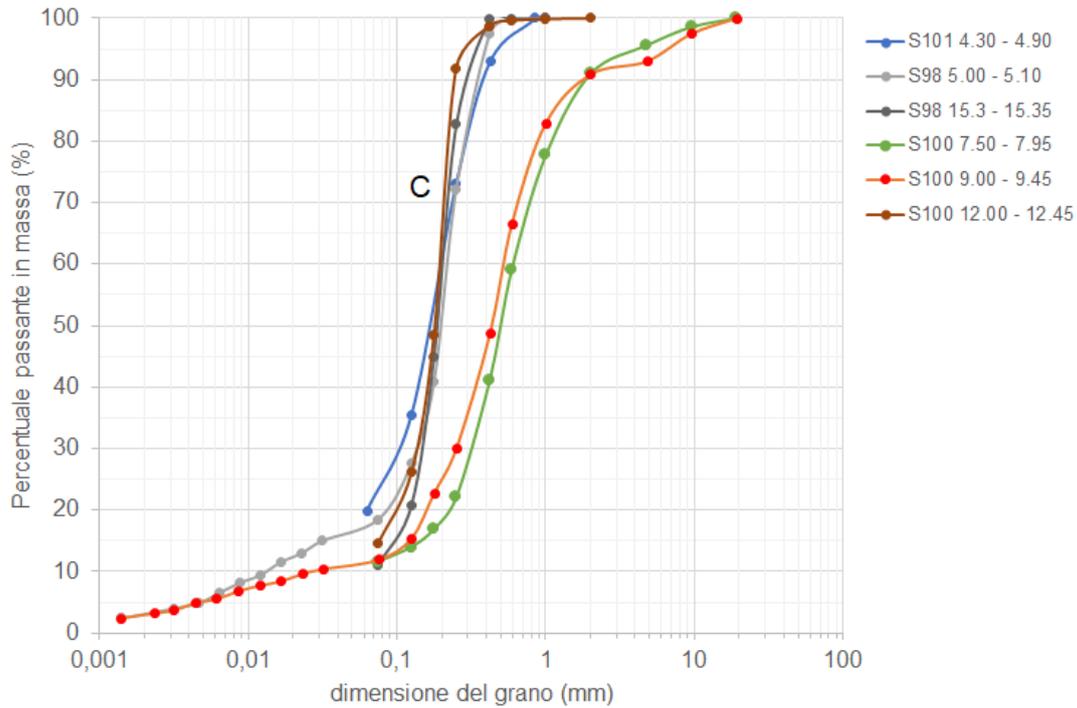
Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B





IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

3.2 Proprietà fisiche

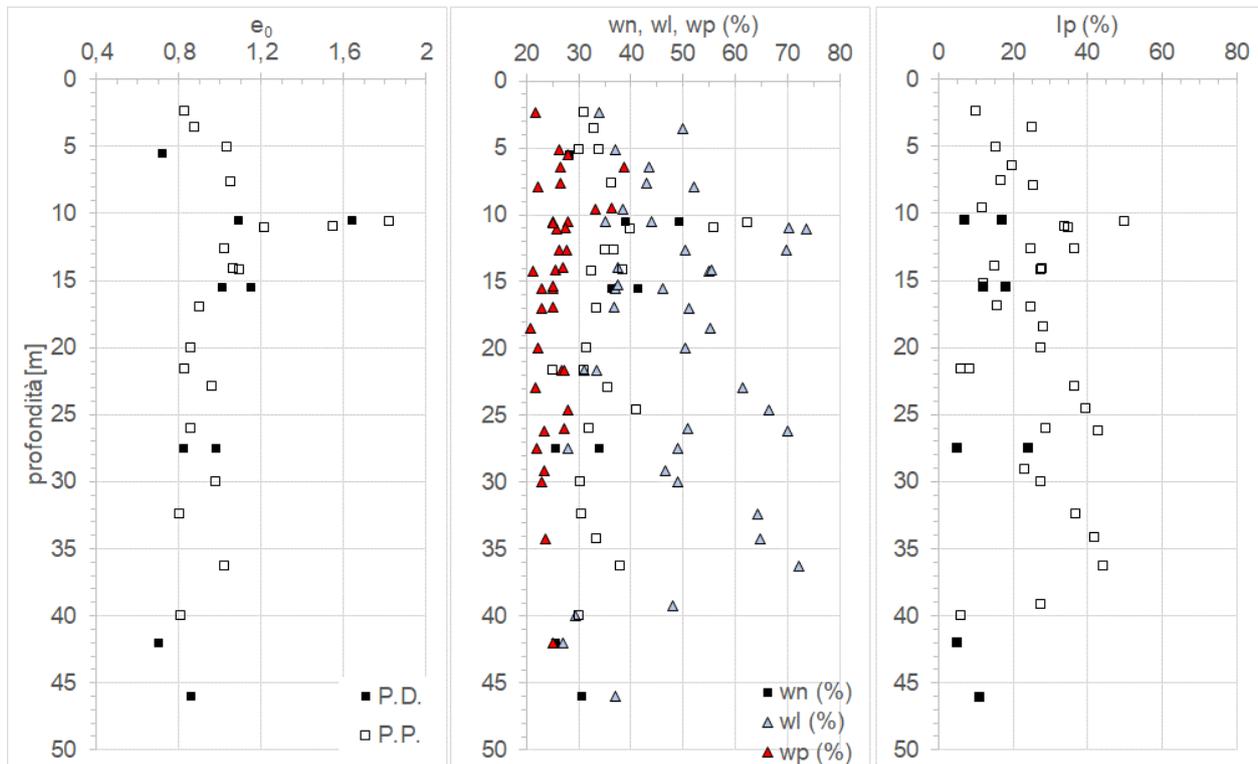


Figura 2 – Proprietà fisiche

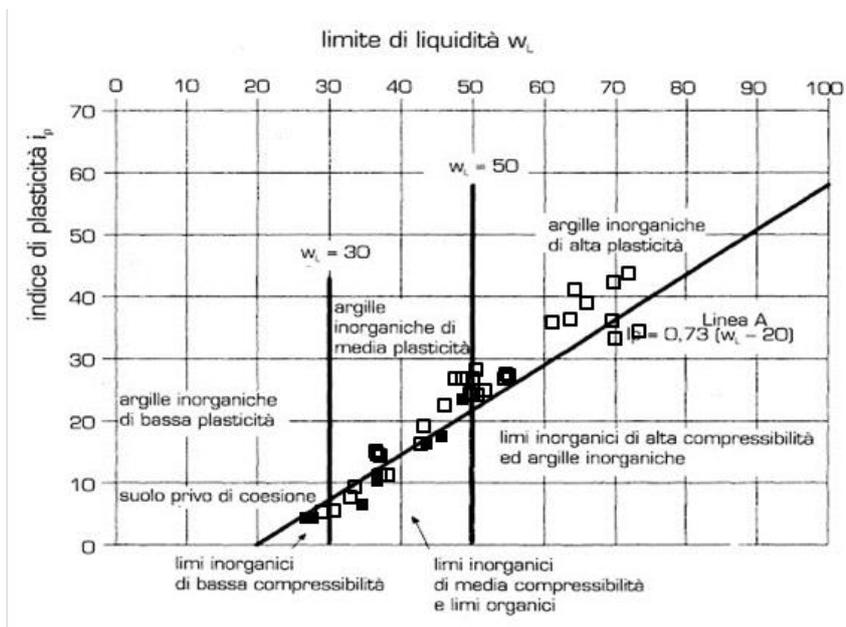


Figura 3 – Carta di plasticità di Casagrande

Tabella 2 – Proprietà fisiche

Campione	z (m)	w _n (%)	γ (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)	G _s	e ₀
BS17 - CI2	10.00-10.50	38,9	18,2	13,1	2,73	1,09
BS17 - CI3	15.00 - 15.50	41,4	17,9	12,7	2,72	1,15
BS17 - CI4	27.00-27.50	34,0	18,5	13,8	2,73	0,98
BS19 - CI1	5.00 - 5.50	28,2	19,5	15,2	2,69	0,72
BS19 - CI2	10.0 - 10.50	49,3	17,1	11,4	2,71	1,64
BS19 - CI3	15.00 - 15.50	36,3	18,5	13,6	2,75	1,01
BS19 - CI4	27.00 - 27.50	25,5	18,9	15,1	2,74	0,82
BS19 - CI5	41.50 - 42.00	25,5	20,0	15,9	2,70	0,7
BS19 - CI6	45.50 - 46.00	30,5	19,3	14,8	2,74	0,86
S99 - CIA	1.80 - 2.40	31,0	19,0	14,5		0,83
S99 - CIB	4.50 - 5.10	34,0	18,0	13,5	2,797	1,04
S99 - CIC	7.00 - 7.60	36,4	17,6	12,9	2,77	1,050
S99 - CIE	12.00 - 12.60	36,9	18,2	13,3	2,76	1,02
S99 - CIF	16.75 - 17.10	33,4	18,6	13,9		0,90
S99 - CIG	19.50 - 20.10	31,6	18,77	14,3		0,857
S99 - CIH	25.50 - 26.10	32,1	18,86	14,3	2,70	0,861
S99 - CII	31.80 - 32.40	30,5	19,17			0,802
S100 - CIA	3.00 - 3.60	32,9	18,7	14,1	2,691	0,88
S100 - CIB	10.50 -11.10	56	16,21	10,4	2,54	1,55
S100 - CIC	13.60 - 14.20	32,6	16,94	12,8	2,73	1,094
S100 - CIE	21.15 - 21.60	31	18,99	14,5		0,83
S100 - CIF	24.00 - 24.60	41	17,45	12,4	2,71	
S100 - CIG	35.70 - 36.30	38	18,1	13,1		1,02
S98 - CA	4.50 - 5.10	30,0	18,4	14,2		
S98 - CB	10.50 - 11.1	40,0	17,7	12,3	2,77	1,214
S98 - CC	12.00-12.60	35,0	17,6			
S98 - CD	13.50-14.10	38,5	18,1	13,1	2,75	1,07
S98 - CF	21.00 - 21.60	25,0	18,8			
S98 - CG	25.60 - 26.20				2,75	
S98 - CI	39.50 - 40.10	30,0	19,2	14,8	2,74	0,81
S101 - CB	10.00 - 10.60	62,4	14,1	8,7	2,58	1,82
S101 - CC	22.30 - 22.90	35,6	18,3	13,5	2,67	0,963
S101 - CD	29.45 - 30.00	30,4	19,5	15,0	2,69	0,978
S101 - CE	33.60 - 34.20	33,4	19,1	14,3	2,7	

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforo, assunto coincidente con il p.c.; w: contenuto d'acqua naturale; e₀: indice dei vuoti; G_s (-): peso specifico dei grani; γ (kN/m³): peso dell'unità di volume

Campione	z (m)	w _l (%)	w _p (%)	IP (%)	Ag (%)	Lm (%)	Sb (%)	Gh (%)
BS17 - CI1								
BS17 - CI2	10.00-10.50	44	27	17	23,9	75,5	0,6	0,0
BS17 - CI3	15.00 - 15.50	46	28	18	29,6	68,9	1,5	0,0
BS17 - CI4	27.00-27.50	49	25	24	33,2	65,9	0,9	0,0
BS17 CR1+CR2+CR3	34.0 - 34.5 44.0 - 44.5 52.0 - 52.5				0,0	18,5	21,8	59,7
BS19 - CI1	5.00 - 5.50				7,3	49,4	43,3	0,0
BS19 - CI2	10.0 - 10.50	35	28	7	12,7	81,4	5,9	0,0
BS19 - CI3	15.00 - 15.50	37	25	12	20,4	78,5	1,1	0,0
BS19 - CI4	27.00 - 27.50	28	23	5	13,4	66,6	19,6	0,4
BS19 - CI5	41.50 - 42.00	27	22	5	12,5	37,8	49,4	0,3
BS19 - CI6	45.50 - 46.00	37	25	11	22,9	74,6	2,1	0,4
BS19 CR1+CR2+CR3	34.0-34.5 44.0-44.5 52.0-52.5					24,4	27,0	48,6

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforo, assunto coincidente con il p.c.; w_l, w_p: contenuti d'acqua al limite di liquidità e di plasticità; IP: indice di plasticità; percentuale di contenuto: Ag argilla; Lm limo; Sb sabbia; Gh ghiaia

S99 - CIA	1.80 - 2.40	34	24,1	9,9	19,0	68,0	12,0	0,0
S99 - CIB	4.50 - 5.10	37	21,7	15,3	20,0	77,0	3,0	0,0
S99 - CIC	7.00 - 7.60	43,1	26,2	16,9	28,0	71,0	1,0	0,0
S99 - CID	9.00 - 9.60	38,5	26,6	11,9	17,0	76,0	7,0	0,0
S99 - CIE	12.00 - 12.60	69,9	33,2	36,7	34,0	65,0	1,0	0,0
S99 - CIF	16.75 - 17.10	51,2	26,3	24,9	21,0	73,0	5,0	0,0
S99 - CIG	19.50 - 20.10	50,4	22,9	27,4	24,0	72,0	4,0	0,0
S99 - CIH	25.50 - 26.10	51	22,2	28,8	33,0	65,0	2,0	0,0
S99 - CII	31.80 - 32.40	64,2	27,2	36,9	44,0	46,0	10,0	0,0
S100 - CIA	3.00 - 3.60	50	24,9	25,1	18,0	68,0	14,0	0,0
S100 - C1	6.00 - 6.45				6,0	36,0	58,0	0,0
S100 - C2	7.50 - 7.95				11,0		80,0	9,0
S100 - C3	9.00 - 9.45				3,0	9,0	79,0	9,0
S100 - CIB	10.50 - 11.10	70,3	36,4	33,9	37,0	61,0	1,0	0,0
S100 - CIC	13.60 - 14.20	54,9	27,4	27,5	30,0	69,0	0,0	0,0
S100 - C5	16.50 - 16.95	36,8	21,2	15,6	16,0	57,0	27,0	0,0
S100 - CIE	21.15 - 21.60	33,4	25,1	8,4	12,0	56,0	32,0	0,0
S100 - CIF	24.00 - 24.60	66,4	26,8	39,6	40,0	58,0	2,0	0,0
S100 - CIG	35.70 - 36.30	72,3	27,9	44,4	40,0	45,0	16,0	0,0
S98 - CA	4.50 - 5.10				3,0	15,0	82,0	0,0
S98 - C1	6.00-6.45				7,0	25,0	68,0	0,0
S98 - CB	10.50 - 11.1	73,7	38,7	35	35,0	65,0	0,0	0,0
S98 - CC	12.00-12.60	50,4	25,7	24,7	28,0	70,0	2,0	0,0
S98 - CD	13.50-14.10	55,5	27,6	27,9	38,0	62,0	0,0	0,0
S98 - CE	15.14 - 15.23	37,6	25,6	12	16,0	70,0	13,0	0,0
S98 - CE	15.30 - 15.35				0,0	7,0	93,0	0,0
S98 - CF	21.00 - 21.60	31,1	25	6,1	16,0	61,0	23,0	0,0
S98 - CG	25.60 - 26.20	70,1	27,1	43	46,0	53,0	1,0	0,0
S98 - CH	28.50 - 29.10	46,5	23,4	23,1	24,0	63,0	14,0	0,0
S98 - CI	39.50 - 40.10	29,4	23,4	6	6,0	49,0	44,0	1,0
S101 - CB	10.00 - 10.60	106,3	56,5	49,8	25,0	65,0	10,0	0,0
S101 - CC	22.30 - 22.90	61,5	25	36,5	30,0	65,0	5,0	0,0
S101 - CD	29.45 - 30.00	49	21,6	27,4	20,0	75,0	5,0	0,0
S101 - CE	33.60 - 34.20	64,7	22,9	41,8	25,0	70,0	5,0	0,0
S101 - 2	6.00 - 6.45	43,5	23,7	19,8	24,0	76,0	0,0	0,0
S101 - 3	7.50 - 7.95	52,2	26,6	25,6	33	67	0,0	0,0
S101 - 5	13.50 - 13.95	37,4	22,3	15,1	16,0	67,7	16,3	0,0
S101 - 7	18.00 - 18.45	55,1	27	28,1	26,0	72,2	1,8	0,0
S101 - 11	39.00 - 39.20	48	20,8	27,5	28,0	70,8	1,2	0,0

Simboli

z: profondità di prelievo (m) rispetto al boccaforno, assunto coincidente con il p.c.; w_l, w_p: contenuti d'acqua al limite di liquidità e di plasticità; IP: indice di plasticità; percentuale di contenuto: Ag argilla; Lm limo; Sb sabbia; Gh ghiaia

3.3 Risultati delle prove di resistenza in cella triassiale e scatola di taglio, e delle prove di compressione edometrica

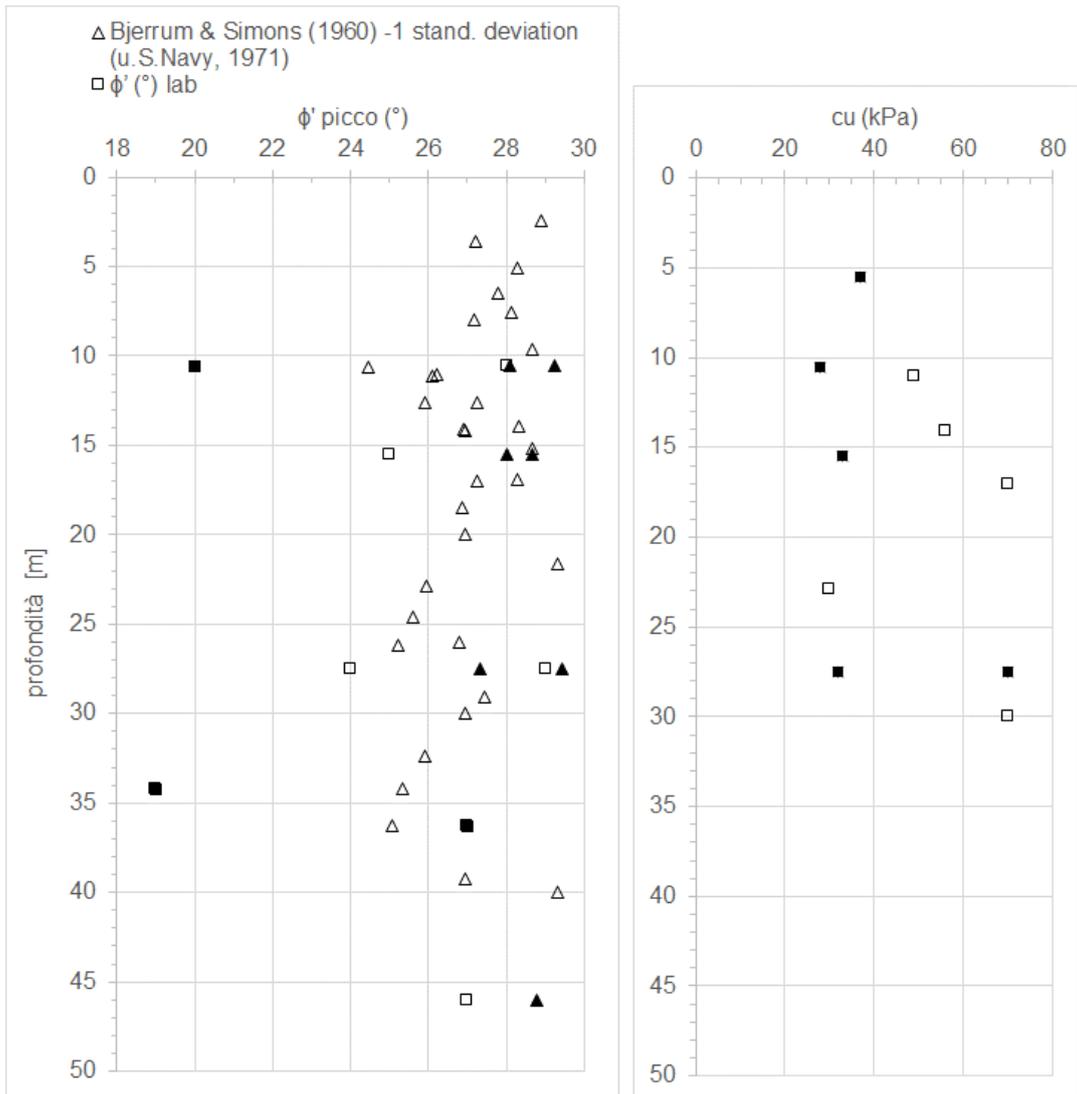


Figura 4 - Parametri di resistenza al taglio dei terreni a grana fine (simboli: quadrati vuoti laboratorio indagini 2015; quadrati pieni laboratorio indagini 2021-2022; triangoli: da letteratura).



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01

Pag
00.B

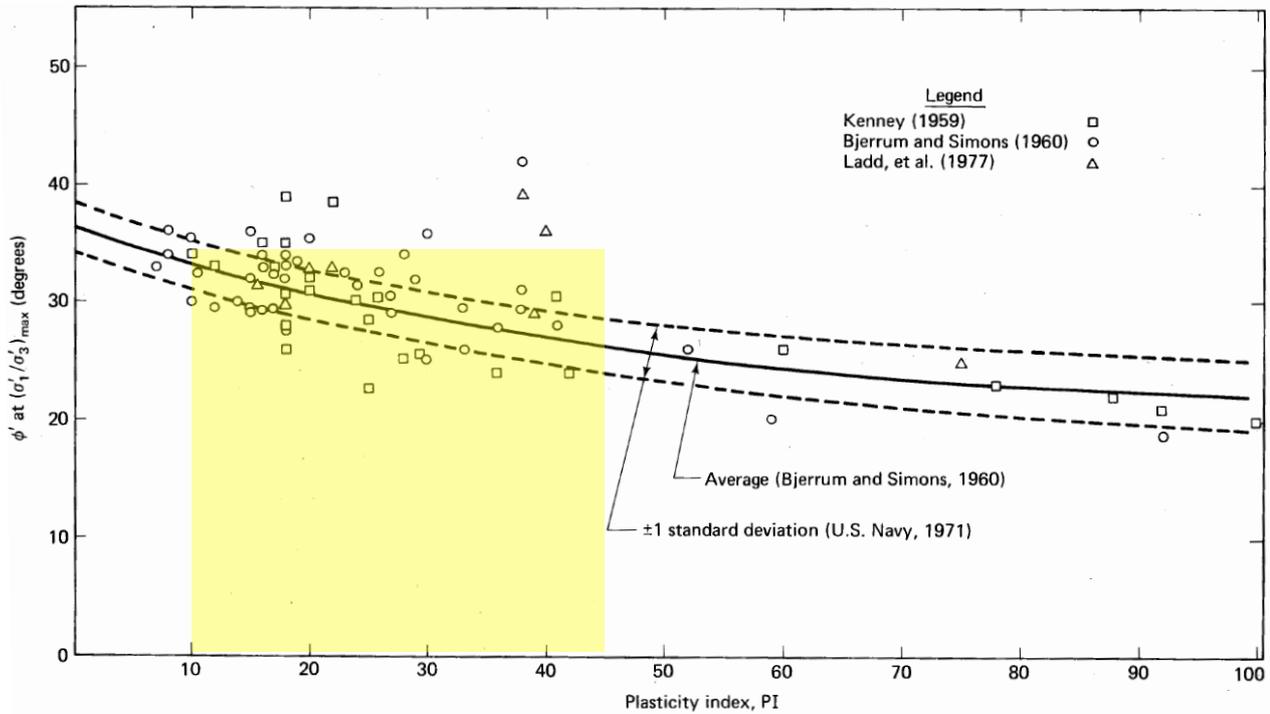


Figura 5 – Correlazioni fra angolo di resistenza a taglio e indice di plasticità.

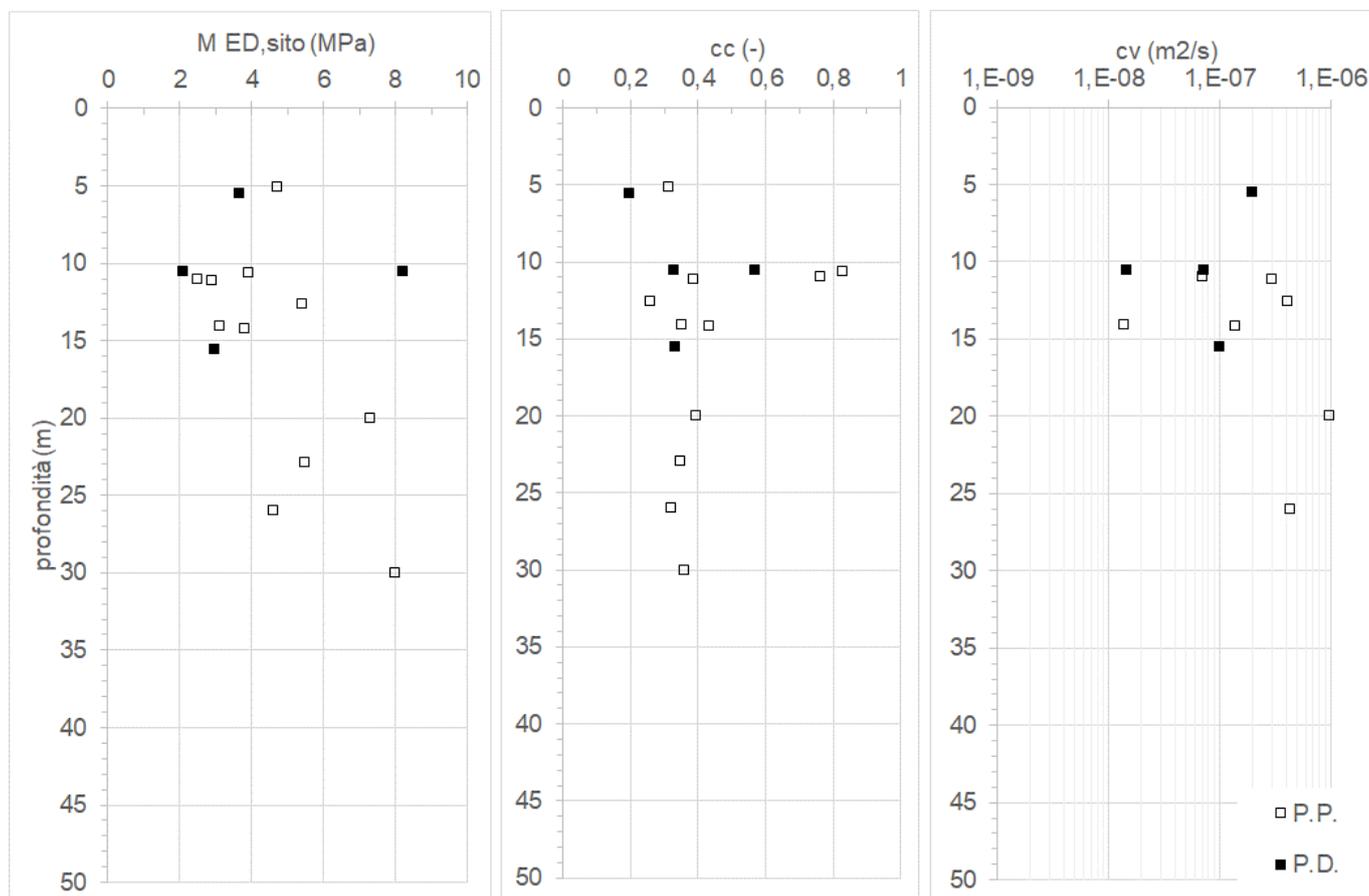


Figura 6 - Parametri di rigidezza dei terreni a grana fine (simboli: quadrati vuoti laboratorio indagini 2015; quadrati pieni laboratorio indagini 2021-2022; triangoli: da letteratura).

Tabella 3 - Parametri di resistenza al taglio e di rigidezza dei terreni a grana fine



IRICAV2

ATI bonifica

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA

Titolo:
RELAZIONE GEOTECNICAPROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01Pag
00.B

Campione	z [m]	γ	e	c' [1]	φ' (°) [1]	c' [2]	φ' (°) [2]	cu	M (MPa)	cc (-)	Cv (m ² /s)
BS17 - CI2	10.00-10.50	18,2	1,09	4	32	3	27		13,3-8,2-11,7	0,326	7,2 10-8
BS17 - CI3	15.00 - 15.50	17,9	1,15	4	25			33			
BS17 - CI4	27.00-27.50	18,5	0,98	5	24			32			
BS19 - CI1	5.00 - 5.50	19,5	0,77	0	39			37	3,6-6,1-10,3	0,193	2 10-7 (*)
BS19 - CI2	10.0 - 10.50	17,1	1,36	0	28			28	1,3-2,1-3,2	0,569	1,4 10-8 (*)
BS19 - CI3	15.00 - 15.50	18,5	1,01	0	32				3,0-4,4-6,2	0,329	10-7 (*)
BS19 - CI4	27.00 - 27.50	18,9	0,82	0	29 - 31			70			
BS19 - CI5	41.50 - 42.00	20,0	0,7	0	36	13	30 - 32				
BS19 - CI6	45.50 - 46.00	19,3	0,86	0	27						
S99 - CIA	1.80 - 2.40	19,0	0,83			0	32				
S99 - CIB	4.80 - 4.85	18,0	1,04						3,6-4,2-5,3	0,315	1E-06
S99 - CIC	7.00 - 7.60	17,6	1,05			0	32				
S99 - CIE	12.25 - 12.30	18,2	1,02			0	32		9,0-5,4-5,6	0,257	4E-07
S99 - CIF	16.75 - 17.10	18,6	0,90					70			
S99 - CIG	19.95 - 20.00	18,8	0,86						5,0-7,3-11,0	0,395	1E-06
S99 - CIH	25.80 - 25.85	18,9	0,86						4,4-4,6-5,2	0,321	4E-07
S100 - CIA	3.00 - 3.60	18,7	0,88			0	35				
S100 - CIB	10.78 - 10.83	16,2	1,55					49	3,4-2,5-2,2	0,762	7E-08
S100 - CIC	14.15 - 14.20	16,9	1,09			0	35		3,2-3,8-4,1	0,434	1E-07
S100 - CIG	35.70 - 36.30	18,1	1,02			0	27				
S98 - CB	10.90 - 10.95	17,7	1,21			0	35		2,9-3,2-4,0	0,385	3 10-7
S98 - CD	13.80 - 13.85	17,6	1,07					56	2,9-3,1-3,85	0,352	1,4 10-8
S101 - CB	10.00 - 10.60	14,1	1,82			0	20		5,0-3,9-2,9	0,830	
S101 - CC	22.30 - 22.90	18,3	0,96					30	7,5-6,3-5,5	0,350	
S101 - CD	29.45 - 30.00	19,5	0,98					70	12,4-8,2-8,0	0,360	
S101 - CE	33.60 - 34.20	19,1				0	19				

Simboli:

z: profondità di prelievo del campione; γ : peso dell'unità di volume (kN/m³); e: indice dei vuoti; c' e φ' : coesione (kPa) ed angolo di attrito in termini di tensioni efficaci [1] TD, [2] TxCIU; cu: resistenza al taglio non drenata (kPa); M: modulo di compressione edometrica (dilatazione trasversale impedita) ricavato per gli intervalli di tensione verticale efficace $\sigma'_v = 50-100$ kPa, $\sigma'_v = 100-200$ kPa e $\sigma'_v = 200-400$ kPa; cc: indice di compressione; cv: coefficiente di consolidazione (m²/s) relativo agli intervalli di pressione efficace $\sigma'_v = 100-200$ kPa (*) e $\sigma'_v = 200-400$ kPa; G₀: modulo di taglio ottenuto da prova in colonna risonante.

	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	LOTTO FUNZIONALE II: ATTRAVERSAMENTO DI VICENZA	
	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA	
PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01	Pag 00.B	

4 Risultati prove di permeabilità e di dissipazione in sito

4.1 Prove di permeabilità in foro (LeFranc)

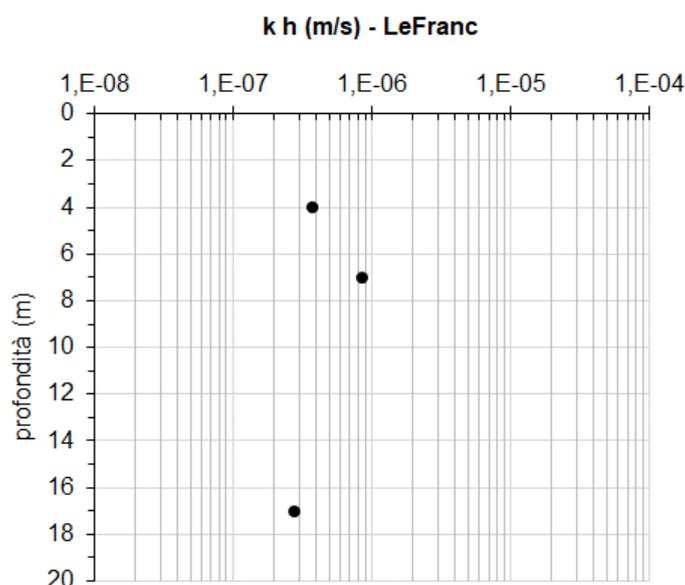


Figura 7 - Interpretazione dei risultati delle prove di permeabilità a carico variabile in foro, LeFranc.

4.2 Prove di dissipazione lungo le verticali CPTU

Non sono state eseguite prove di dissipazione.

5 Classificazione sismica e topografica

Per la classificazione sismica dell'area di interesse si è fatto riferimento all'approccio semplificato (DM.2018) che tiene conto delle categorie di sottosuolo.

Come indicato in Normativa ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s), ottenuti mediante specifiche prove geofisiche.

Nel caso in esame, per la caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione, è stata assunta la categoria D; tale scelta è coerente con i valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s misurati nel corso della prova Down-Hole DH17 eseguita a Sud della linea ferroviaria in progetto, in linea alla spalla A del cavalcaferrovia Scaligeri. Il valore di $V_{s,eq}$ risulta pari a 167 m/s.

Poiché il territorio che comprende l'area del tratto di linea in esame è pianeggiante, non sono presenti particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, può essere ricondotto alla categoria topografica T1 (DM 2018 Tabella 3.2.IV). A tale categoria T1 si riconducono le seguenti aree: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

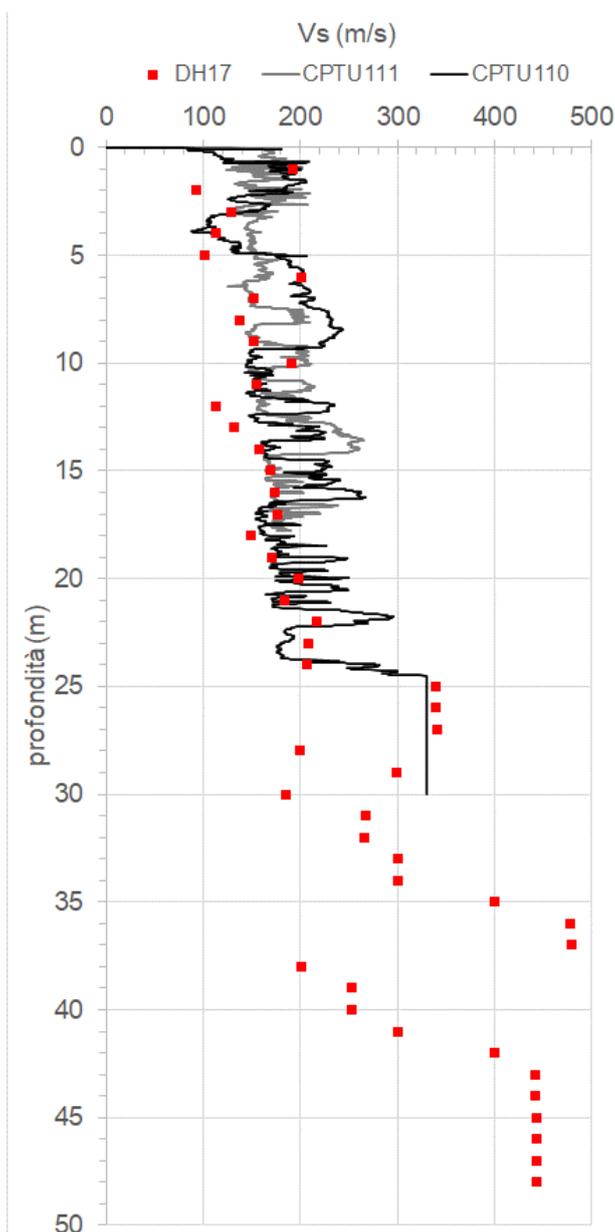


Figura 8 – Valori di velocità delle onde di taglio V_s misurati durante l'esecuzione della prova Down-Hole DH17.
IN2L-20-Y-I2-GE-GE00-06-001-A01