

## SISTEMA TANGENZIALE DI LUCCA

Viabilità Est di Lucca comprendente i collegamenti  
tra Ponte a Moriano ed i caselli dell'autostrada A11  
del Frizzone e di Lucca Est - 1° Stralcio

### PROGETTO DEFINITIVO

**PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

**I PROGETTISTI:**

*Ing. Vincenzo Marzi*  
*Ordine Ing. di Bari n. 3594*

*Ing. Giuseppe Danilo Malgeri*  
*Ordine Ing. di Roma n. A34610*

*Geol. Serena Majetta*  
*Ordine Geologi del Lazio n. 928*

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

*Geom. Fabio Quondam*

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :**

*Ing. Achille Devitofranceschi*

PROTOCOLLO

DATA

## GEOTECNICA

### Relazione Geotecnica generale

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00GE00GETRE01_A.pdf		
<b>L</b> <b>O</b> <b>6</b> <b>0</b> <b>1</b> <b>A</b>	<b>D</b>	<b>1</b> <b>6</b> <b>0</b> <b>1</b>	<b>C</b> <b>O</b> <b>D</b> <b>I</b> <b>C</b> <b>E</b> <b> </b> <b>E</b> <b>L</b> <b>A</b> <b>B.</b>	<b>A</b>	-
<b>T</b> <b>0</b> <b>0</b> <b>G</b> <b>E</b> <b>0</b> <b>0</b> <b>G</b> <b>E</b> <b>T</b> <b>R</b> <b>E</b> <b>0</b> <b>1</b>					
D					
C					
B					
A	EMISSIONE		SETT 2018		
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE</b>	<b>5</b>
1.	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO DEFINITIVO	5
2.	RIFERIMENTI NORMATIVI	5
<b>3</b>	<b>INDAGINI GEOGNOSTICHE</b>	<b>6</b>
3.	INDAGINI CAMPAGNA GEOGNOSTICA 2018	6
4.	INDAGINI PROGETTO PRELIMINARE	6
5.	INDAGINI PREGRESSE (PRECEDENTI AL 2004)	8
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b>	<b>10</b>
6.	IDROLOGIA SOTTERRANEA	10
7.	MISURE PIEZOMETRICHE 2000 -2004	11
8.	MISURE PIEZOMETRICHE 2018	12
<b>5</b>	<b>CRITERI SEGUITI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>13</b>
<b>5.1</b>	<b>MATERIALI A GRANA GROSSA</b>	<b>14</b>
5.1.1	DETERMINAZIONE DELLA DENSITÀ RELATIVA	14
5.1.2	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO	16
5.1.3	DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ	18
5.1.3.1	Moduli elastici "operativi"	20
5.1.4	Coefficienti di permeabilità	22
<b>5.2</b>	<b>MATERIALI A GRANA FINA</b>	<b>23</b>
5.2.1	CLASSIFICAZIONE	23
5.2.2	STATO INIZIALE DEL DEPOSITO	23
5.2.3	RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE	24
5.2.3.1	Prove di laboratorio	24
5.2.3.2	Valutazione da prove CPTU	25
5.2.4	RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI SFORZI EFFICACI	25

5.2.5	DEFORMABILITÀ	26
5.2.5.1	Parametri di deformabilità e di consolidazione da prove edometriche	26
5.2.5.2	Moduli elastici iniziali	26
5.2.6	Coefficienti di permeabilità	27
<b>6</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>28</b>
6.1	GENERALITA'	28
6.2	FORMAZIONE LSA	29
6.2.1	CLASSIFICAZIONI DEI MATERIALI	29
6.2.2	CARATTERISTICHE FISICHE	31
6.2.3	STATO INIZIALE DEL DEPOSITO	38
6.2.4	RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA	39
6.2.5	PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI SFORZI EFFICACI	40
6.2.6	DEFORMABILITÀ E CONSOLIDAZIONE IN CONDIZIONI EDOMETRICHE	42
6.2.7	MODULO DI TAGLIO A PICCOLE DEFORMAZIONI	43
6.2.7.1	Velocità delle onde di taglio	43
6.2.7.2	Modulo di taglio iniziale e modulo elastico iniziale	44
6.2.8	Coefficienti di permeabilità	45
6.2.9	TABELLE RIASSUNTIVE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA LSA	46
<b>6.3</b>	<b>FORMAZIONE GLS</b>	<b>47</b>
6.3.1	CARATTERISTICHE FISICHE E DENSITÀ RELATIVA	49
6.3.2	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO	51
6.3.3	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ	54
6.3.3.1	Velocità delle onde di taglio	54
6.3.3.2	Modulo di taglio iniziale	55
6.3.3.3	Modulo elastico iniziale	56
6.3.3.4	Modulo elastico operativo	57
6.3.4	COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ	58
6.3.5	TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA GSL	59

<b>6.4</b>	<b>FORMAZIONE "A"</b>	<b>61</b>
6.4.1	CARATTERISTICHE FISICHE"	61
6.4.2	STATO INIZIALE E PRESSIONI DI PRECONSOLIDAZIONE	67
6.4.3	RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA	68
6.4.4	PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI SFORZI EFFICACI	69
6.4.5	PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ E CONSOLIDAZIONE IN CONDIZIONI EDOMETRICHE	70
6.4.6	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ DA PROVE DOWN-HOLE	72
6.4.6.1	Velocità delle onde di taglio	72
6.4.6.2	Modulo di taglio a piccole deformazioni	72
6.4.6.3	Modulo elastico iniziale	73
6.4.7	COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ	73
6.4.8	TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA A	74
<b>7</b>	<b>DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE NUOVE OPERE</b>	<b>76</b>
9.	RILEVATI	76
7.1.1	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	76
7.1.2	STIMA DEL POTENZIALE DEI CEDIMENTI	78
7.1.2.1	ANALISI DEI CEDIMENTI	78
7.1.3	VERIFICA DI STABILITA'	82
7.1.3.1	Criteri di verifica in condizioni statiche	83
7.1.3.2	CRITERI DI VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE	83
7.1.3.3	RISULTATI DELLE ANALISI	84
10.	OPERE D'ARTE MINORI: MURI E OPERE PROVVISORIALI	91
11.	OPERE D'ARTE MAGGIORI: FONDAZIONI	92

## 1 PREMESSA

La Relazione Geotecnica in oggetto è parte integrante del Progetto Definitivo relativo al "Sistema Tangenziale di Lucca - Viabilità Est di Lucca comprendente i collegamenti tra Ponte a Moriano ed i caselli dell'autostrada A11 del Frizzone e di Lucca Est - 1° stralcio".

La Relazione Geotecnica Generale, sulla base delle caratteristiche geologiche e idrogeologiche riportate nella Relazione Geologica allegata al progetto, definisce la caratterizzazione geotecnica dei parametri fisico-meccanici e le scelte geotecnico-progettuali relative alle opere di competenza.

Il tracciato in oggetto, di circa 12 km, interessa i comuni di Lucca e Capannori, in Provincia di Lucca.

L'intervento in progetto riguarda la realizzazione di un Sistema Tangenziale alla città di Lucca, ossia di una viabilità ad est della città comprendente i collegamenti tra Ponte a Moriano, una frazione di Lucca, ed il casello dell'A11 di Capannori in località del Frizzone e ad ovest verso l'Ospedale di S. Luca. L'intervento prevede la redistribuzione dei flussi veicolari ed il miglioramento del livello di servizio sulla rete stradale afferente all'area urbana di Lucca, svolgendo la funzione di alleggerimento del centro urbano dal traffico di attraversamento.

Il Sistema Tangenziale di Lucca è costituito da una nuova rete infrastrutturale stradale, di estensione complessiva di circa 12 km, costituita dall'adeguamento di viabilità esistenti e dalla realizzazione di nuovi tratti di strada a due corsie, quali:

- Asse Nord-Sud (L=5,7 Km circa), di nuova realizzazione in direzione di Ponte a Moriano, che si connette a nord con la S.S.12 dell'Abetone e del Brennero in località Tacchini ed a sud con la S.P.23 Romana in località Antraccoli;
- Asse Ovest-Est, dall'Ospedale S. Luca alla rotatoria per Antraccoli con uno sviluppo di 1,6 Km circa, anche in questo caso di nuova realizzazione;
- Asse Est-Ovest, avente un'estensione di 4,5 Km circa, di adeguamento della viabilità esistente e che si sviluppa in direzione est dalla rotatoria per Antraccoli fino alla rotatoria esistente in località Frizzone.

Le principali opere in progettazione sono costituite da 4 viadotti (tra i quali 2 cavalca - ferrovia, uno sulla linea Lucca - Aulla e l'altro sulla linea Lucca - Firenze) e da un sottopasso ciclo - pedonale; 2 scatolari sulla rotatoria di Antraccoli Est e numerose opere di sostegno, scatolari e tombini idraulici e sottovia.

## 2 DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE

### 1. DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO DEFINITIVO

- [1] Relazione Geologica;
- [2] Documentazione indagini geognostiche (2018);
- [3] Certificati di laboratorio (2018);
- [4] Documentazione indagini geofisiche (2018);
- [5] Documentazione indagini geognostiche preesistenti;
- [6] Documentazione prove di laboratorio preesistenti;
- [7] Planimetria ubicazione indagini geognostiche;
- [8] Carta geologica;
- [9] Profilo geologico;
- [10] Profilo geotecnico;
- [11] Planimetria sismica.

### 2. RIFERIMENTI NORMATIVI

- [12] Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). "Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- [13] Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
- [14] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018
- [15] EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"
  - Part 1: General rules
  - Part 2: Standards for laboratory testing
  - Part 3: Standards for field testing.
- [16] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) - Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche
- [17] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio

### 3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la ricostruzione del modello geotecnico della porzione della piana di Lucca interessato dal tracciato in progetto, sono state prese in considerazione le indagini condotte per la redazione del Progetto Definitivo svolte nel 2018, le indagini disponibili nella fase di Progetto Preliminare sono state utilizzate solo come confronto.

#### 3. INDAGINI CAMPAGNA GEOGNOSTICA 2018

Nei mesi di Giugno e Agosto 2018 è stata eseguita un'apposita campagna di indagine geognostica con l'obiettivo di definire in maniera più dettagliata il modello geotecnico di riferimento per la stesura del progetto definitivo.

La campagna di indagine geognostica è stata così articolata:

- n. 18 sondaggi geognostici verticali di cui n.17 eseguiti a carotaggio continuo e n. 1 eseguito a distruzione di nucleo, finalizzati alla definizione della sequenza stratigrafica delle litologie intercettate, con esecuzione di prove SPT in foro e prelievo di campioni da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- di tali perforazioni n. 14 perfori sono stati condizionati come piezometri a tubo aperto, n. 3 con tubazione per l'esecuzione di prove down hole e n.1 è stato ritombato;
- n. 76 prove penetrometriche SPT;
- n. 92 prelievi di campioni (tra indisturbati e rimaneggiati) nei sondaggi da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 29 prelievi di campioni rimaneggiati prelevati dai pozzetti esplorativi, da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 17 prove Lefranc;
- n. 2 prove penetrometriche statiche C.P.T.U. per la caratterizzazione dei terreni del sottosuolo;
- n. 29 pozzetti esplorativi geotecnici;
- n. 29 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;

Sono state realizzate inoltre:

- n. 14 profili sismici a rifrazione
- n. 3 Down-Hole

#### 4. INDAGINI PROGETTO PRELIMINARE

Lo studio si basa sui risultati della campagna d'indagini geognostiche realizzata in fase di progetto preliminare (indagini 2004) e i dati derivanti da studi ed indagini pregresse (sondaggi, penetrometrie sia statiche che dinamiche, pozzi a stratigrafia noti).

La campagna geognostica effettuata nel 2004, realizzata specificatamente per il progetto preliminare è stata così articolata:

- n° 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
- n° 16 penetrometrie statiche CPT;
- n° 1 stesa sismica a rifrazione.

La documentazione riscontrata riguardante i sondaggi a carotaggio continuo è relativa solo a 5 perforazioni, delle quali 1 è ubicata in asse al tracciato (S6) e 4 sono ubicate su un tratto che non risulta più oggetto di studio nella presente fase progettuale. Analogamente per le prove penetrometriche statiche, si riscontrano 14 certificati, dei quali 6 risultano su un tratto esterno alle tratte in progetto.

Sono stati utilizzati, inoltre, i dati reperibili in letteratura e presso gli enti locali. L'insieme dei dati disponibili ha consentito di considerare n° 90 punti di controllo della successione stratigrafica e dei parametri geotecnici, quando disponibili.

Sigla	Tipo	Quota	Profondità	Prove SPT	Piezometri	Campioni	Campioni
		m s.l.m.	m	(n°)	-	Indisturbati (n°)	Rimaneggiati (n°)
S1	Carotaggi continuo	12	15	3	si	1	-
S2	Carotaggi continuo	12,3	15	3	si	1	-
S3	Carotaggi continuo	12,7	27,5	3	si	2	2
S4	Carotaggi continuo	13,8	20	3	si	2	-
S6	Carotaggi continuo	19,8	30	4	si	-	3

Tabella 3-1- Sondaggi anno 2004

Sigla	Profondità m
PS1	9,6
PS2	7,0
PS3	7
PS4	5,8
PS5	3,6
PS9	3,6
PS10	2,4
PS11	1,6
PS12	1,2
PS13	0,8
PS14	2
PS15	1,2
PS16	3,4

Tabella 3-2- CPT anno 2004

Durante la realizzazione dei sondaggi, oltre al prelievo di campioni indisturbati e di frammenti di carote per le analisi di laboratorio, sono state effettuate prove SPT, all'interno dei terreni sabbioso-ghiaiosi, per la determinazione dell'angolo di attrito interno e del grado di addensamento.

Per quanto riguarda le analisi di laboratorio, sono state eseguite 16 prove sui n° 7 campioni indisturbati e n° 9 rimaneggiati. Le tipologie di analisi eseguite sono le seguenti:

- determinazione dei parametri fisici
- analisi granulometriche
- limiti di Atterberg
- edometria
- prova triassiale
- taglio diretto

Sigla sondaggio	Campione	Profondità campione da p.c. (m)	Analisi granulometrica	Limiti di Atterberg	Prova Edometrica	Prova Triassiale UU	Prova di Taglio diretto
S1	C1	4,5÷5,0	x	x	x	-	x
S2	C2	2,5÷3,0	x	x	x	-	-
S3	C2	4,5÷4,8	x	x	-	-	x
S3	C2	4,8÷5,1	x	-	-	-	-
S3	CR1*	20,0÷20,5	x	x	-	-	-
S3	C1	2,8÷3,4	x	-	-	-	x
S3	CRX1*	11,0÷11,5	x	x	-	-	-
S3	CRX2*	14,5÷15,0	x	x	-	-	-
S3	CR2*	26,0÷26,23	x	x	-	-	-
S3	CR2*	26,23÷26,50	x	x	-	-	-
S4	C1	3,0÷3,5	x	-	-	-	-
S4	C2	5,0÷5,6	x	x	x	x	-
S4	CRX3*	13,2÷13,8	x	x	-	-	-
S6	C2*	17,7÷18,0	x	-	-	-	-
S6	C3*	23,3÷23,7	x	-	-	-	-
S6	C1*	28,0÷28,5	x	x	-	-	x

\*Campioni rimaneggiati

Tabella 3-3- Dettaglio Prove di laboratorio 2004

## 5. INDAGINI PREGRESSE (PRECEDENTI AL 2004)

Sono presenti i dati derivanti da studi ed indagini pregresse (sondaggi, prove penetrometriche sia statiche che dinamiche, pozzi a stratigrafia noti) e le cui schede sono allegate al progetto. In tali schede, oltre alle generalità del punto indagine (localizzazione geografica e in coordinate Gauss Boaga, quota del p.c.,

anno di esecuzione, ditta esecutrice tipologia dell'indagine) è presente la successione stratigrafica e, quando disponibile, la relativa parametrizzazione geotecnica.

I punti considerati corrispondono a.

- n.18 sondaggi geognostici;
- n.57 prove penetrometriche;
- n.13 pozzi a stratigrafia nota.

Si fa presente che nonostante l'elevato numero di prove penetrometriche, quelle prossime al tracciato risultano in numero molto minore, solo 28 (7 nel tratto Nord -Sud, 14 nel tratto Est - Ovest e 7 nell'Ovest - Est). Inoltre la profondità indagata risulta nella maggioranza dei casi piuttosto modesta variando da 1m a circa 3m e solo in pochi casi si raggiungono profondità maggiori.

Per tutte le indagini pregresse inoltre non sono disponibili i certificati delle prove, ma solo le loro elaborazioni. Per questo motivo sono state considerate poco attendibili soprattutto in relazione alla fase di progettazione definitiva.

#### 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'analisi dei dati derivanti dai sondaggi eseguiti ha evidenziato la presenza di una sequenza stratigrafica sostanzialmente omogenea lungo l'intero asse stradale costituita, a partire dal piano campagna, da:

- depositi alluvionali a composizione limoso-sabbiosa e limoso-argillosa per uno spessore variabile da meno di 2 m nella zona nord a circa 5-6 m nella zona sud, in prossimità del casello autostradale del Frizzone;
- depositi costituiti da ciottoli e ghiaie in matrice sabbioso-limosa di colore da grigio a marrone. Lo spessore varia da 10-12 m nella parte nord fino a oltre 25 m nella parte finale del tracciato in località Frizzone (fine dell'asse ovest-est);
- depositi di origine fluvio-lacustre, costituiti da ghiaie in matrice sabbiosa medio-grossolana, di colore marrone con spessore variabile passante da pochi metri, nella parte nord, fino ad un massimo di circa 20 m nella parte centrale, non vengono quasi del tutto ritrovati nell'area del Frizzone. Talvolta in tali depositi si rinvencono lenti a maggiore componente sabbiosa;
- depositi di origine fluvio-lacustre, composti da argille e limi, localmente sabbiosi e talvolta con ghiaie e con livelli organici.

Dal punto di vista idrogeologico, ed in particolare da quanto emerso dalle misure della falda nei piezometri installati durante la campagna di indagini eseguita nel mese di agosto 2018, la superficie piezometrica si colloca a profondità comprese tra 5 m dal p.c. nella parte nord e 2 m dal p.c. nella parte sud.

#### 6. IDROLOGIA SOTTERRANEA

Il livello ghiaioso interposto tra il substrato "di base" prevalentemente argilloso (depositi fluvio-lacustri), e la copertura superficiale, limoso-sabbiosa e/o limoso-argillosa, è sede di una falda acquifera molto importante che, trae alimentazione principalmente dal F. Serchio.

La falda sotterranea con direzione di flusso da nord a sud con gradiente idraulico medio di circa il 3 per mille, assume carattere tipicamente freatico nella porzione settentrionale, dove affiorano i depositi permeabili sabbioso-ghiaiosi e sabbioso-limosi, mentre diviene semi-confinata procedendo verso sud, a mano a mano che i sedimenti più permeabili risultano limitati verso l'alto dai depositi più fini a medio-bassa permeabilità.

La ricarica avviene in massima parte dal subalveo del F. Serchio ed in subordine dall'infiltrazione diretta, in particolare nella zona posta a nord di Lucca, dove sono presenti in affioramento i depositi sabbioso-ghiaiosi acquiferi.

Le informazioni sull'idrogeologia derivano sia dal monitoraggio dei piezometri installati nei fori di sondaggio eseguiti tra il 2000 e del 2004 durante la campagna d'indagine del progetto preliminare, sia in base al monitoraggio eseguito durante la campagna indagini del 2018 durante la fase di progettazione definitiva.

## 7. MISURE PIEZOMETRICHE 2000 -2004

I dati relativi al periodo novembre - dicembre 2000 (periodo di massima ricarica storica), mostrano che i livelli di falda, nell'ambito del tracciato in progetto, si attestano alle seguenti profondità:

<b>Tratto stradale</b>	<b>Soggiacenza falda (m) da p.c.</b>
Asse Nord Sud	1.5÷4.0
Asse Ovest Est	0.5÷1.0
Asse Est Ovest	1.0÷1.5

*Tabella 4-1- Dati piezometrici anno 2000*

Nella Tabella 4-2 si riporta l'insieme delle misure effettuate a partire dal 13/12/04 fino al 13/05/05 ed anche le misure effettuate in due sondaggi dell'agosto 2012 sebbene fuori tracciato.

<b>Data misura</b>	<b>Piezometro</b>										
	<b>S01</b>	<b>S02</b>	<b>S03</b>	<b>S03</b>	<b>S04</b>	<b>Pt16</b>	<b>S06</b>	<b>S07</b>	<b>S08</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>
				<b>Casagrande (5m)</b>							<b>2012</b>
13/12/2004	0,52	0,86	0,75	0,41	1,8	1,5	3,43	9,75	5,7	-	-
24/01/2005	0,61	0,89	0,85	0,46	1,91	1,6	3,64	10,2	6,18	-	-
04/02/2005	0,89	1,1	1,01	0,69	2,1	1,77	3,85	10,45	6,41	-	-
18/02/2005	0,9	1,14	1,1	0,95	2,24	1,8	4,12	10,9	6,85	-	-
04/03/2005	0,75	0,95	0,8	0,43	1,84	1,65	4,25	11,41	7,04	-	-
18/03/2005	0,9	-	1,06	0,57	2,13	1,75	4,31	10,72	6,65	-	-
01/04/2005	0,9	-	1,1	0,73	2,24	1,84	4,48	10,73	6,6	-	-
15/04/2005	0,8	-	1,03	0,94	3,05	1,83	4,56	11	6,9	-	-
29/04/2005	0,9	-	1,18	0,93	3,07	1,88	4,82	10,22	6,14	-	-
13/05/2005	1,08	-	1,38	1,54	2,47	1,77	5,02	10,6	6,52	-	-
29/08/2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,1	-
30/08/2012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2

*Tabella 4-2 - Misure piezometriche*

Le misure eseguite a partire dal dicembre 2004, al termine dei sondaggi fino al maggio 2005, sono relative al passaggio da un periodo di media ricarica ad uno di magra del sistema idrico sotterraneo, con un progressivo aumento (eccetto pochi casi) dei valori di soggiacenza. In particolare l'ultima misura effettuata, con l'eccezione dei punti S04 e Pt16, mostra un sensibile abbassamento nei valori di soggiacenza.

È opportuno ricordare che le letture del 2012 sono state eseguite in un momento di magra al termine di una stagione particolarmente asciutta.

## 8. MISURE PIEZOMETRICHE 2018

Durante l'esecuzione dei sondaggi del 2018, sono state rilevate le seguenti soggiacenze della falda:

ID sondaggio	Tubo cieco	Tubo fessurato	Tubo cieco	Soggiacenza falda
	(da - a)	(da - a)	(da - a)	(m)
	m dal p.c.	m dal p.c.	m dal p.c.	
S3-PZ	0,00-1,00	1,00-11,00	11,00-12,00	4,87
S5-PZ	0,00-2,00	2,00-14,00	14,00-30,00	5,07
S6-PZ		0,00-15,00	15,00-30,00	5,19
S9-PZ		0,00-17,00	17,00-20,00	2,97
S10-PZ		0,00-20,00		3,11
S11-PZ	0,00-2,00	2,00-20,00		2,67
S13-PZ	0,00-5,00	5,00-11,00	11,00-30,00	3,28
S16-PZ	0,00-5,00	2,00-21,00	21,00-30,00	4,61
S17-PZ	0,00-3,00	3,00-21,00	21,00-30,00	2,05
S19-PZ	0,00-2,50	2,50-20,00	20,00-30,00	2,03
S21-PZ	0,00-3,00	3,00-9,00	9,00-20,00	2,97
S23-PZ	0,00-5,00	5,00-20,00		3,88
S24-PZ	0,0-2,00	2,00-20,00		2,37
S26-PZ	0,00-3,00	3,00-20,00		2,43

I valori riportati sono confrontabili con quelli registrati durante le campagne indagini svolte negli anni precedenti.

## 5 CRITERI SEGUITI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica dei materiali sopra indicati sono stati distinti:

- materiali a grana grossa
- materiali a grana fine.

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di caratterizzazione geotecnica da utilizzarsi, è stata fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di classificazione sui campioni rimaneggiati ed indisturbati.

Utili indicazioni/conferme possono essere ricavate anche dall'interpretazione delle due prove CPTU (vedi ad esempio Robertson & Campanella, 1984, Robertson et al., 1986a, b; Olsen & Farr, 1986; Searle, 1979) realizzate durante la campagna di indagine 2018.

Tali dati sono stati utilizzati principalmente per ottenere informazioni sugli strati più superficiali.

Nel caso in esame in particolare si è fatto riferimento alla correlazione empirica riportata nella Figura 5-1 (Robertson, 1990; Lunne et al., 1997), ove compaiono le seguenti quantità:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} \quad (-)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \cdot 100 \quad (\%)$$

essendo:

$q_c$  = resistenza di punta;

$f_s$  = resistenza di attrito laterale;

$q_t$  = resistenza di punta totale (corretta per la pressione dell'acqua);

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale geostatica;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica.

Zone	Soil behaviour type
1.	Sensitive, fine grained;
2.	Organic soils-peats;
3.	Clays-clay to silty clay;
4.	Silt mixtures clayey silt to silty clay
5.	Sand mixtures; silty sand to sand silty
6.	Sands; clean sands to silty sands
7.	Gravelly sand to sand;
8.	Very stiff sand to clayey sand
9.	Very stiff fine grained

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \times 100\%$$

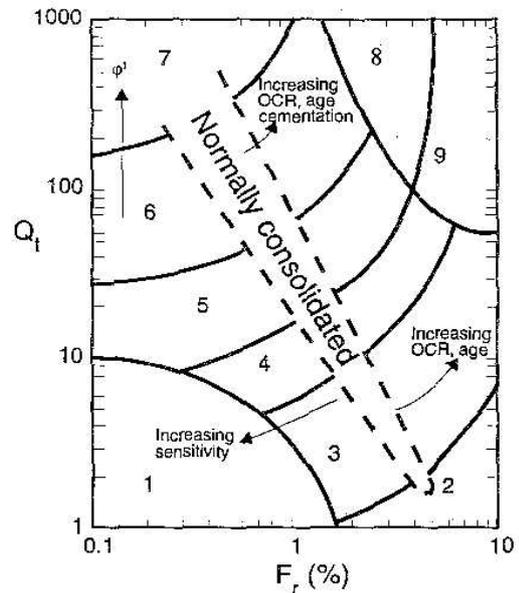


Figura 5-1 -. Correlazioni per la definizione del materiale attraversato dalle prove CPT e CPTU (Robertson, 1990)

## 5.1 MATERIALI A GRANA GROSSA

Nel sito in esame i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da ghiaie con sabbia debolmente limosa e/o argillosa, sabbia con ghiaia debolmente limosa e/o argillosa.

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa non è possibile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati (analisi granulometrica e peso specifico dei grani).

L'interpretazione delle prove in sito è pertanto finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

### 5.1.1 DETERMINAZIONE DELLA DENSITÀ RELATIVA

La densità relativa ( $D_r$ ) può essere ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT e di quelle statiche CPTU.

#### Determinazione da prove SPT:

Esistono molteplici correlazioni in letteratura che permettono di determinare il valore della densità relativa  $D_R$  sulla base dei valori di NSPT, della pressione geostatica verticale efficace  $\sigma'_{v0}$  e di OCR (grado di sovra-consolidazione). Nel caso in esame si è fatto riferimento a tre differenti correlazioni:

- $$D_R = 100 \sqrt{\frac{N_{SPT} C_N}{60}} \quad (\text{Skempton, 1986})$$

Con:

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

$C_N$ : coefficiente così stimato

<p>Sabbia fine</p> $C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}}$	<p>Sabbia grossa</p> $C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}}$
---	---

$p_a = 100$  kPa

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kN/m<sup>2</sup>);

- $$D_R = 21 \sqrt{\left(\frac{N_{SPT}}{\sigma'_{v0} + 0,7}\right)} \quad (\text{Meyerhof 1957})$$

Con:

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

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>);

- $$N_{SPT} = \left(17 + 24 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right) D_R^2 \quad \text{Gibbs e Holtz 1957}$$

Con:

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

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kPa);

$p_a$  = pressione atmosferica pari a 100 kPa.

#### Determinazione da prove CPT:

La densità relativa  $D_r$  può essere legata alla resistenza di punta del penetrometro statico  $q_c$  in base alla seguente legge (vedi ad esempio Baldi et al., 1986; Jamiolkowski et al., 2001):

Baldi et al. 1986

$$D_r = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left[ \frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma'_{oct})^{C_1}} \right]$$

$$\sigma'_{oct} = \frac{1 + 2 \cdot k_o}{3} \cdot \sigma'_{vo}$$

essendo:

$D_r$  = densità relativa (-)

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)

$(k_o)_{nc}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

$(k_o)_{sc} = (k_o)_{nc} \cdot (OCR)^{0.5}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)

OCR = grado di sovraconsolidazione (-)

$q_c$  = resistenza di punta del penetrometro statico (kPa)

$C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  = coefficienti empirici funzione delle dimensioni medie delle particelle (cfr. la tabella 5-1)

Tipo di sabbia	$C_0$ (-)	$C_1$ (-)	$C_2$ (-)
Sabbie Normalmente consolidate	157	0.55	2.41
Sabbie Sovraconsolidate	181	0.55	2.61

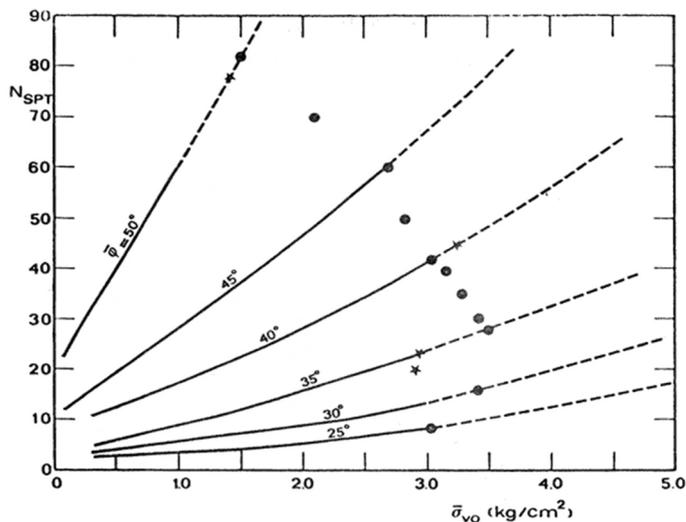
Tabella 5.1-1 - Coefficienti empirici  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$

### 5.1.2 DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

Determinazione da prove SPT:

Al fine di ricavare le caratteristiche di resistenza al taglio delle unità geotecniche esaminate, si è fatto riferimento a correlazioni tra l'angolo di attrito  $\phi'$  e il numero di colpi NSPT e a correlazioni tra l'angolo di attrito  $\phi'$ , il numero di colpi NSPT e la pressione geostatica verticale  $\sigma'_{vo}$ . In particolare sono state utilizzate quattro correlazioni empiriche:

- Metodo di correlazione indiretta proposto da De Mello (1971) che fornisce il valore di  $\phi'_p$  noto il valore di  $N_{SPT}$  e della tensione litostatica efficace  $\sigma'_v$ ;



CORRELAZIONE DI DE MELLO  $\bar{\varphi} = f(N_{SPT}, \bar{\sigma}_v)$

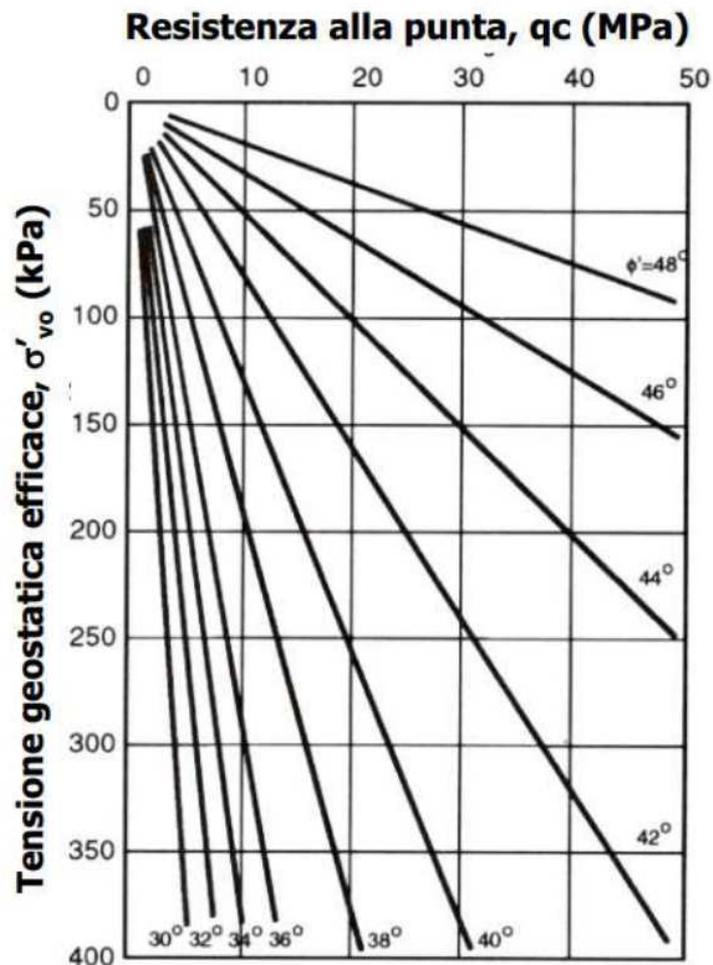
- $\phi' = 15 + \sqrt{15N_{SPT}}$  (Road Bridge Specification, 1982);
- $\phi' = 29,47 + 0,46 N_{SPT} - 0,004 N_{SPT}^2$  (Meyerhof, 1965 se <5% di limo)
- $\phi' = 23,7 + 0,57 N_{SPT} - 0,006 N_{SPT}^2$  (Meyerhof, 1965 se >5% di limo)

I valori dell'angolo di attrito  $\phi_{cv}'$  possono essere inoltre ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti.

#### Determinazione da prove CPT:

Nel grafico di Durgunoglu & Mitchell (1975) correla la resistenza alla punta  $q_c$  con l'angolo d'attrito al variare della tensione litostatica verticale

$$\phi' = \arctan(0,10 + 0,38 \cdot \log \frac{q_t}{\sigma'_{v0}})$$



### 5.1.3 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

I valori del modulo di taglio  $G_0$  e del modulo di elasticità  $E_0$  iniziali sono ricavati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) ottenute, ove possibile, direttamente mediante prove down-hole, o indirettamente a partire dai valori di NSPT e CPTU.

#### Prove SPT

La velocità delle onde di taglio  $V_s$  da prove SPT, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978):

$$V_s = 67.3 \cdot N_{60}^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G$$

essendo:

$z$  = profondità dal p.c. in metri

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 5.1-2)

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 5.1-3).

<b>f<sub>A</sub></b>	
1.0	1.3
Olocene	Pleistocene

Tabella 5.1-2 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f<sub>A</sub>

<b>f<sub>G</sub></b>				
Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
1.45	1.15	1.14	1.09	1.07

Tabella 5.1-3 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f<sub>G</sub>

#### Prove CPTU

In sabbie normalmente consolidate, silicee non cementate, la velocità delle onde di taglio può essere ricavata nel modo seguente, in accordo a Baldi et al., 1989:

$$V_s = 277 \cdot q_c^{0.13} \cdot \sigma'_{vo}{}^{0.27}$$

dove  $q_c$  (resistenza alla punta del penetrometro statico) e  $\sigma'_{vo}$  (tensione efficace geostatica) sono in (MPa).

I moduli iniziali di taglio ( $G_{01}$ ) e di Young ( $E_{01}$ ), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

- $G_0 = V_s^2 \cdot \frac{\gamma}{g}$
- $E_0 = 2G_0(1 + \nu)$

dove:

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in m

$\gamma$  = peso di volume naturale del terreno in kN/m<sup>3</sup>

$g$  = accelerazione di gravità pari a 9.81 m/sec<sup>2</sup>

$\nu$  = modulo di Poisson.

Il modulo di taglio iniziale può essere anche ricavato direttamente da prove CPTU sulla base della correlazione proposta da Rix & Stokoe (1991), in base alla quale risulta quanto segue:

$$G_{o1} = 291 \cdot q_c \cdot \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_{vo} \cdot p_a)^{0.5}} \right]^{-0.75}$$

essendo  $p_a$  la pressione atmosferica di riferimento.

Per quanto riguarda le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione di taglio  $\gamma$  indotto, non essendo state eseguite specifiche prove cicliche sui provini di laboratorio, per la legge di variazione di  $(G)$  e  $(\xi)$  è stata adottata una curva di letteratura tipica dei terreni con caratteristiche analoghe a quelli in sito (Figura 5.1-1)

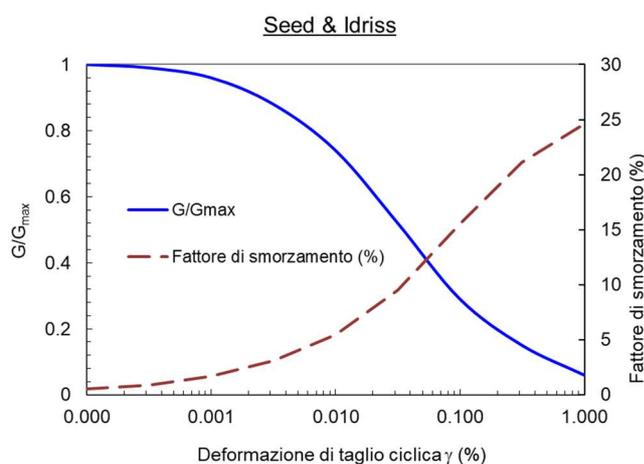


Figura 5.1-1 Curve di decadimento materiali incoerenti (Formazione GSL)

### 5.1.3.1 Moduli elastici "operativi"

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

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo non lineari, i dati d'ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- i moduli elastici iniziali di cui ai paragrafi precedenti;
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, per la stima dei moduli di deformabilità "operativi" da associare al problema specifico, possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  sono pari a circa 1/10 di quelli iniziali  $E_0$ ;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  sono pari a circa 1/10

- di quelli iniziali  $E_0$ ;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  sono pari a circa 1/10 di quelli iniziali  $E_0$ .

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988), dalle prove SPT, può essere ricavato il valore di  $E'_{25}$  (modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%).

Il modulo si ricava dalle seguenti espressioni:

- $E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot D_R) \cdot \frac{N_{SPT}}{10}$  (MPa) nel caso dei terreni normalmente consolidati
- $E'_{25} = (52.5 - 35 \cdot D_R) \cdot \frac{N_{SPT}}{10}$  (MPa) nel caso dei terreni sovraconsolidati

essendo:

$D_R$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

$N_{SPT}$  = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che:

- per valori di densità relativa  $D_r$  inferiori a 50%
- per materiali ghiaioso-sabbiosi

le espressioni suddette conducono generalmente ad una sottostima dei valori di  $E_{25}'$ .

#### Da prove CPTU

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) valgono le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = (3 - D_r) \cdot q_c \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso di sabbie normalmente consolidate}$$

$$E'_{25} = (15 - 10 \cdot D_r) \cdot q_c \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso di sabbie sovraconsolidate}$$

essendo:

$E_{25}'$  = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

$D_r$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

$q_c$  = resistenza di punta del penetrometro, espressa in MPa.

Si rileva che:

- per valori di densità relativa  $D_r$  inferiori a 50%

- per materiali ghiaioso-sabbiosi

le espressioni suddette conducono generalmente ad una sottostima dei valori di  $E_{25}'$ .

#### 5.1.4 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità  $k$  sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc eseguite in foro di sondaggio.

## 5.2 MATERIALI A GRANA FINA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine quali limi sabbiosi argillosi e argille è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio, sia all'interpretazione delle prove in sito. Esse, infatti, sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

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

Si fa presente che, nella caratterizzazione dei materiali coesivi, si è in ogni caso dato maggiore peso ai risultati delle prove di laboratorio rispetto a quelli ottenuti dalle prove in sito.

### 5.2.1 CLASSIFICAZIONE

La classificazione dei terreni a grana fine è stata effettuata in modo convenzionale, facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- granulometria;
- peso di volume naturale e secco;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuto d'acqua naturale;
- grado di saturazione;
- indice dei vuoti iniziale.

### 5.2.2 STATO INIZIALE DEL DEPOSITO

La valutazione dello stato tensionale iniziale è stata fatta sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio (di classificazione ed edometriche). In particolare, lo stato tensionale in sito è stato stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ( $OCR = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ ,  $\sigma_{vo}'$  = tensione verticale efficace geostatica,  $\sigma_{vmax}'$  = tensione verticale efficace massima subita dal deposito) desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

Si fa presente che, nell'ambito delle prove edometriche disponibili, sono state considerate valide ai fini dello studio del comportamento del materiale nell'intorno della tensione di preconsolidazione (quindi della valutazione del OCR) soltanto quelle prove con grado di disturbo accettabile, valutato sulla base delle indicazioni seguenti:

**Specimen quality designation (SQD) da Terzaghi et al. (1996)**

Volumetric strain $\epsilon_{vol}$ (%) (for oedometer tests $\epsilon_{vol} = \epsilon_{assiale}$ )	SQD
<1	A (best)
1÷2	B
2÷4	C
4÷8	D
>8	E (worst)

*Tabella 5.2-1 - Specimen quality designation (SQD) da Terzaghi et al. (1996)*

**Sample quality rating da Lunne et al. (1997).  $\Delta e/e_0$  a  $\sigma'_{v0}$**

OCR = 1 ÷ 2	OCR = 2 ÷ 4	Rating
< 0.04	< 0.03	Very good to excellent
0.04 ÷ 0.07	0.03 ÷ 0.05	Good to fair
0.07 ÷ 0.14	0.05 ÷ 0.10	Poor
>0.14	>0.10	Very poor

*Tabella 5.2-2 - Sample quality rating da Lunne et al. (1997).  $\Delta e/e_0$  a  $\sigma'_{v0}$*

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_0$ , in condizioni di materiale normalconsolidato è stato stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi')$$

essendo:

$\varphi'$  = angolo di attrito in termini efficaci.

### 5.2.3 RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi è stata valutata facendo riferimento alle prove di laboratorio e, dove disponibili, alle prove in sito CPTU.

#### 5.2.3.1 Prove di laboratorio

In questa sede si è fatto riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato la gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche.

### 5.2.3.2 Valutazione da prove CPTU

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , associabile a quella caratteristica di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni geostatiche, è stata stimata sulla base delle seguenti espressioni (vedi ad esempio Lunne et al., 1985, Lunne et al., 1997).

$$c_u \approx \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (\text{per prove CPT})$$

$$c_u \approx \frac{q_t - u_2}{N_{kE}} \quad (\text{per prove CPTU})$$

essendo:

$$14 \leq N_k \leq 16$$

$$N_{kE} = 18 - 15.45 \cdot B_q \quad (\text{per } B_q < 1.15)$$

$\sigma_{v0}$  = pressione verticale totale

$q_c$  = resistenza di punta

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (-)$$

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2$$

$\alpha$  = rapporto delle aree

$u_2$  = pressione interstiziale durante l'avanzamento del penetrometro

$u_0$  = pressione idrostatica

### 5.2.4 RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI SFORZI EFFICACI

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci sono stati estrapolati da prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU).

## 5.2.5 DEFORMABILITÀ

### 5.2.5.1 Parametri di deformabilità e di consolidazione da prove edometriche

La deformabilità del materiale è stata valutata mediante l'analisi delle prove edometriche. Da queste stesse prove sono stati anche valutati i parametri di consolidazione primaria e secondaria.

### 5.2.5.2 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio ( $G_0$ ) e di Young ( $E_0$ ) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie  $p_0'$ , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_n}{9.81} \cdot (v_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$\gamma_n$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.35

$v_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in  $\text{m/sec}$ .

Una stima dei moduli di taglio iniziali  $G_0$  può essere eseguita anche da prove CPT utilizzando la correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993) secondo la quale:

$$G_0 = \frac{99.5 \cdot (p_a)^{0.305} \cdot (q_c)^{0.685}}{e_0^{1.13}}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica nella stessa unità di misura di  $G_0$  e di  $q_c$

$q_c$  = resistenza di punta del penetrometro statico

$e_0$  = indice dei vuoti iniziale.

Per quanto riguarda le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione di taglio  $\gamma$  indotto, non essendo state eseguite specifiche prove cicliche sui provini di laboratorio, per la legge di variazione di  $(G)$  e  $(\xi)$  sono state adottate curve di letteratura tipiche dei terreni con caratteristiche analoghe a quelli in sito. Le curve sono mostrate nelle Figura 5.2-1 Figura 5.2-2.

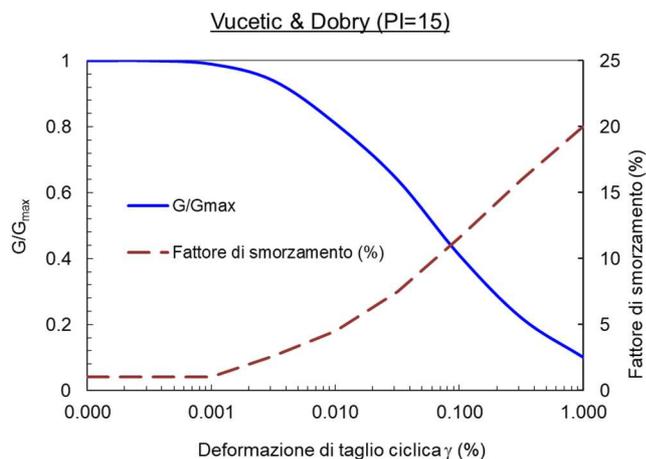


Figura 5.2-1 Curve di decadimento materiali coesivi (Formazione LSA)

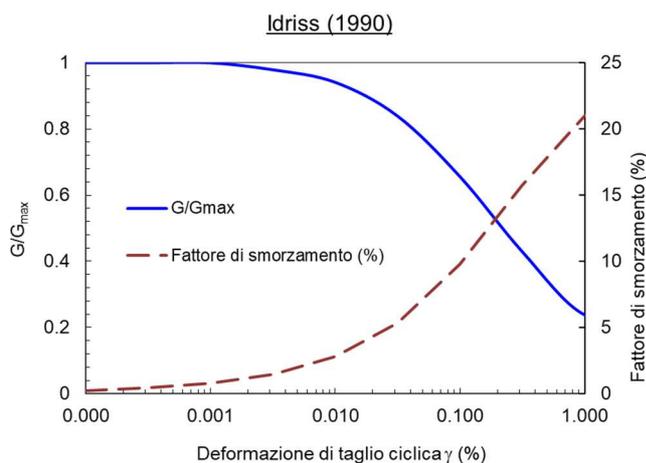


Figura 5.2-2 Curve di decadimento materiali coesivi (Formazione A)

### 5.2.6 Coefficienti di permeabilità

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio edometriche.

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 6.1 GENERALITA'

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni individuate, basata sui risultati:

- degli studi geologici e geomorfologici;
- dei profili geotecnici allegati al progetto;
- dell'interpretazione delle indagini geognostiche, in particolare:
  - delle prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati dai sondaggi;
  - delle prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - delle prove penetrometriche statiche CPT.

I litotipi individuati sono:

- **LSA:** limi argillosi e sabbiosi e sabbie limose ("Bellettone".indicate negli elaborati geologici). Queste alluvioni sono affioranti lungo quasi tutto il tracciato e si presentano nella parte più a nord (tratto Nord – Sud) costituiti da sabbie e sabbie limose diventando, spostandosi verso la rotatoria di Antraccoli e nel tratto Ovest – Est, depositi prevalentemente a componente limosa argillosa, di spessore variabile da 1m – 3 m. Lungo il tratto Est –Ovest sono costituiti da limi sabbioso-argillosi con spessori maggiori, compresi tra i 3,5 m e i 8m.
- **GSL:** sabbie e ghiaie in matrice sabbiosa fine (indicate come CGSL, GSL e SG negli elaborati geologici). Nel tratto Nord – Sud tali depositi risultano affioranti nel tratto più a nord di spessore tra i 7 – 10m, spostandosi da nord verso sud il tetto della formazione si approfondisce ed è sormontato dal litotipo LSA; gli spessori sono molto variabili fino ad arrivare a circa 31 m. Nel tratto Ovest – Est i depositi sabbiosi ghiaiosi hanno mediamente uno spessore di 20 – 23 m, mentre nel tratto Est – Ovest tendono ad aumentare con spessori dai 25 – 30 m.
- **A:** argille anche con presenza di ghiaia (corrispondono ai depositi fluvio-lacustri negli elaborati geologici). Nel tratto Nord – Sud, tali depositi si intercettano a profondità di 8 – 9m dal piano campagna, mentre verso sud si approfondiscono a quote superiori ai 20 m. Nel tratto Ovest – Est invece questi depositi nella parte a ridosso della rotatoria Antraccoli non vengono mai intercettate dai sondaggi e solo nel tratto verso l'Ospedale S. Luca si trovano a profondità di circa 25,0 m dal p.c. Anche nel tratto Est – Ovest tali depositi non sono rinvenuti nel tratto più ad ovest, ma solo nella parte finale del tracciato a profondità comprese tra 10 – 35 m da p.c.

## 6.2 FORMAZIONE LSA

Le alluvioni più superficiali, indicate con la sigla LSA, affiorano su gran parte del tracciato in progettazione.

In fase di progetto definitivo le prove di laboratorio utili alla caratterizzazione di questo materiale sono limitate, pertanto, seppur ritenute meno attendibili, sono state utilizzate anche le due prove CPTU 26 e CPTU29.

Al solo scopo di confermare/rettificare le ipotesi del progetto preliminare, sono di seguito riportate anche le risultanze delle indagini preliminari e pregresse.

### 6.2.1 CLASSIFICAZIONI DEI MATERIALI

Le Figure seguenti riportano i grafici con valori di resistenza di punta  $q_c$  misurati nel corso delle prove penetrometriche statiche CPTU26 e CPTU29. Tali CPTU si spingono a profondità limitate e consentono di ottenere informazioni unicamente per le formazioni LSA e GSL.

materiale LSA:  $q_c = 0.5 \div 2.0$  MPa;

materiale GSL: valore medio di  $q_c = 10$  MPa con punte anche di  $35 \div 40$  MPa

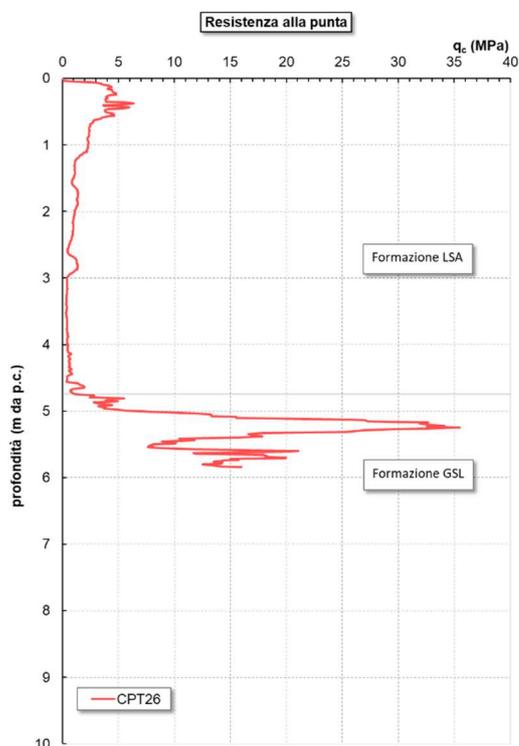


Figura 6-1 - Prova CPTU26

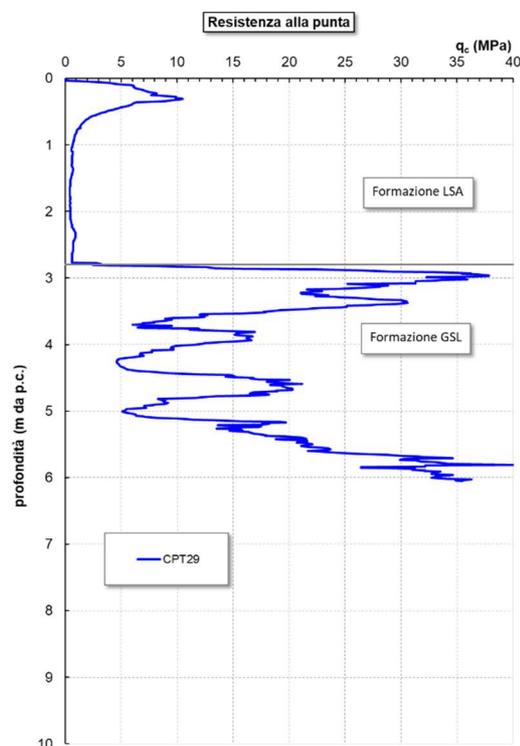


Figura 6-2 - Prova CPTU29

L'identificazione dei materiali sulla base delle prove CPTU ha condotto ai risultati mostrati nella Figura seguente (in accordo a Robertson, 1990):

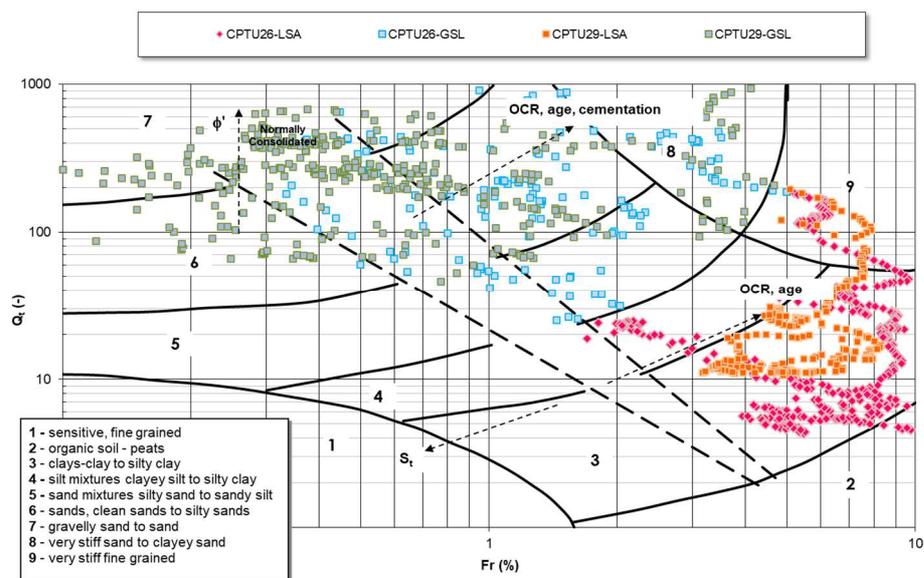


Figura 6-3 – Materiale LSA e GSL – Carta di plasticità di Casagrande

Di seguito si riporta il grafico con i valori di resistenza alla punta ricavati dalle indagini pregresse:

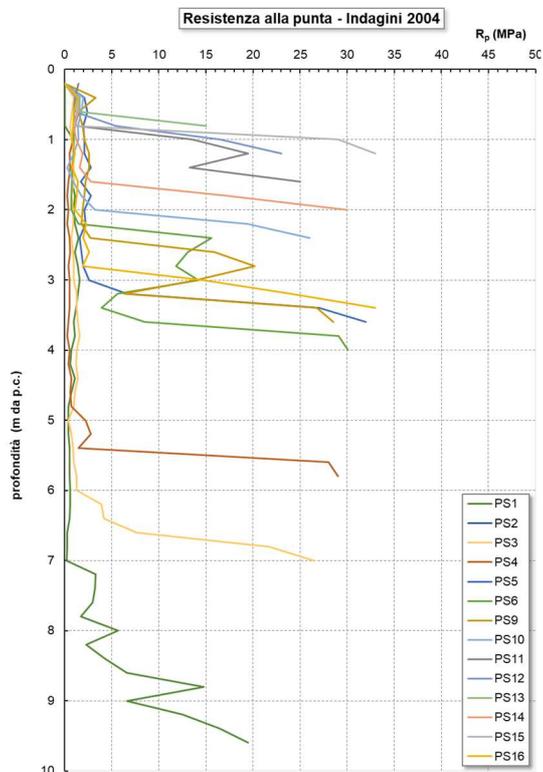


Figura 6-4 – Resistenza alla punta da indagini 2004 (PP)

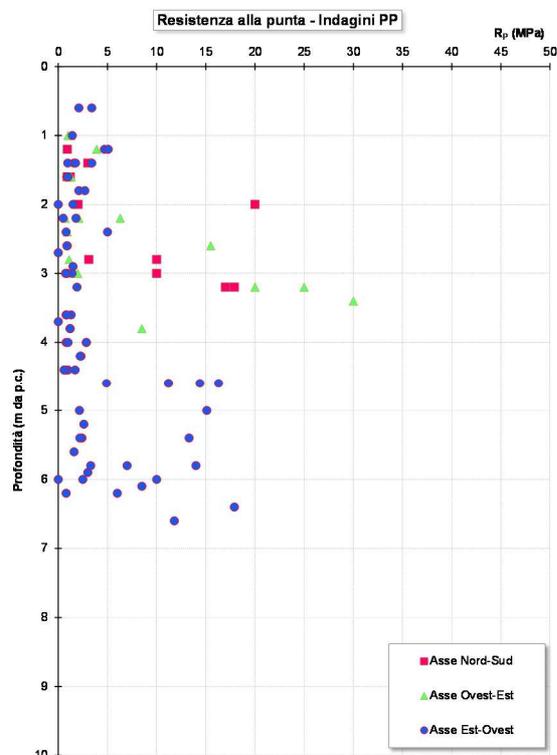


Figura 6-5 – Resistenza alla punta da indagini pregresse (PP)

## 6.2.2 CARATTERISTICHE FISICHE

Sulla base delle curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla	=6% ÷ 29%
limo	= 21% ÷ 52%
sabbia	= 20% ÷ 68%
ghiaia	= 0%÷9

Per quanto riguarda il contenuto di fine (limo+Argilla) (cfr. Figura 6-7), risulta:

$$L+A = 30\div 80\%$$

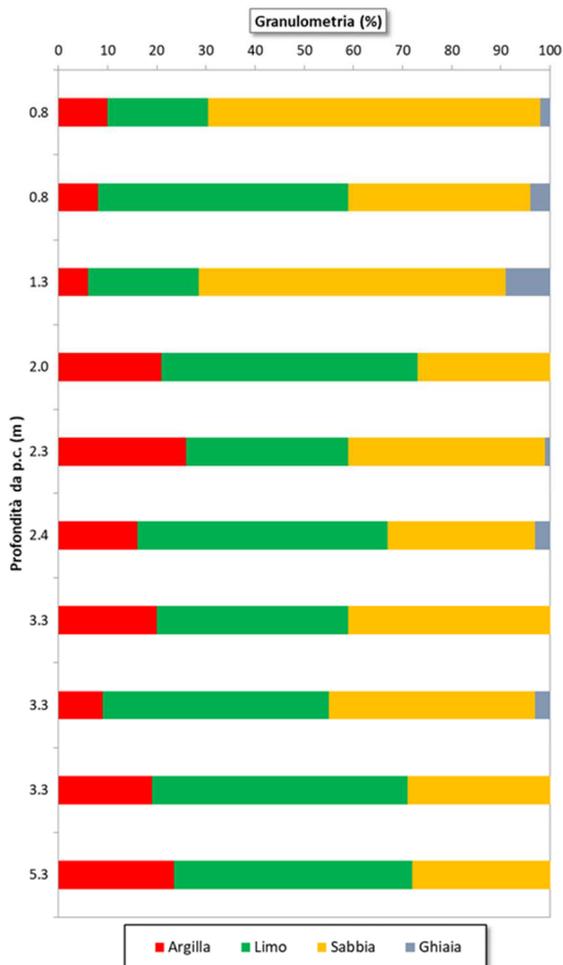


Figura 6-6 - Formazione LSA - Granulometria

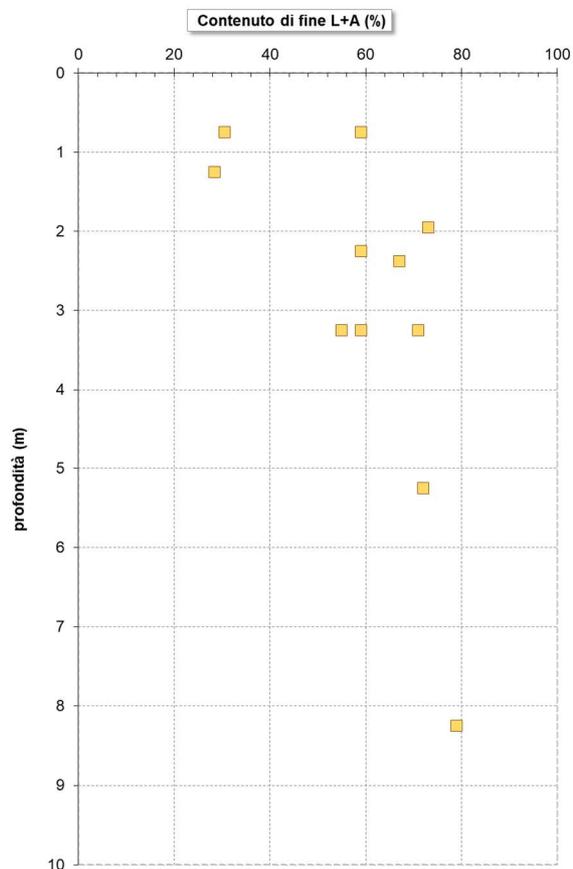


Figura 6-7 - Formazione LSA - Contenuto di fine

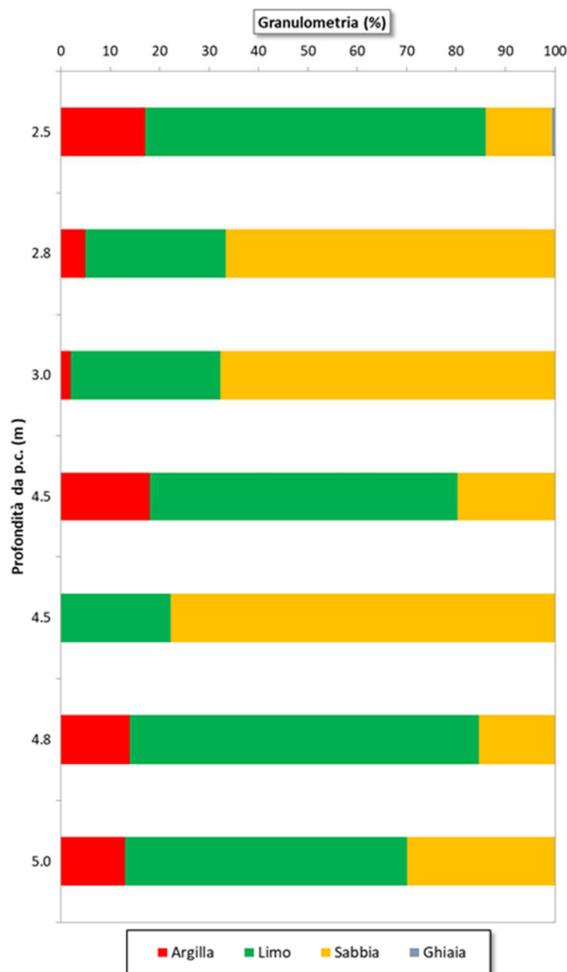


Figura 6-8 – Analisi granulometriche indagini 2004 (PP)

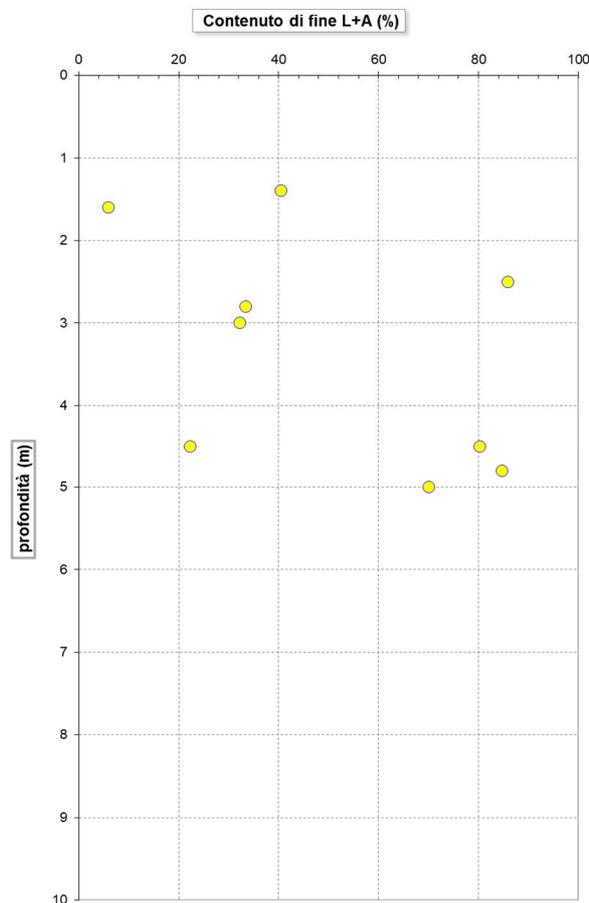


Figura 6-9 – Contenuto di fine Indagini PP

Dai campioni indisturbati eseguiti durante la campagna indagini del 2004, conferma che le frazioni granulometriche principali, nei primi 5 m, sono limo e sabbia

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP e indice di plasticità IP) sono riportate nelle Figure seguenti; esse possono variare come segue:

$$LL = 26\% \div 47\%$$

$$LP = 19\% \div 23\%$$

$$IP = 4\% \div 24\%$$

Il contenuto d'acqua naturale ( $w_n$ ) risulta generalmente compreso tra 19% e 24%.

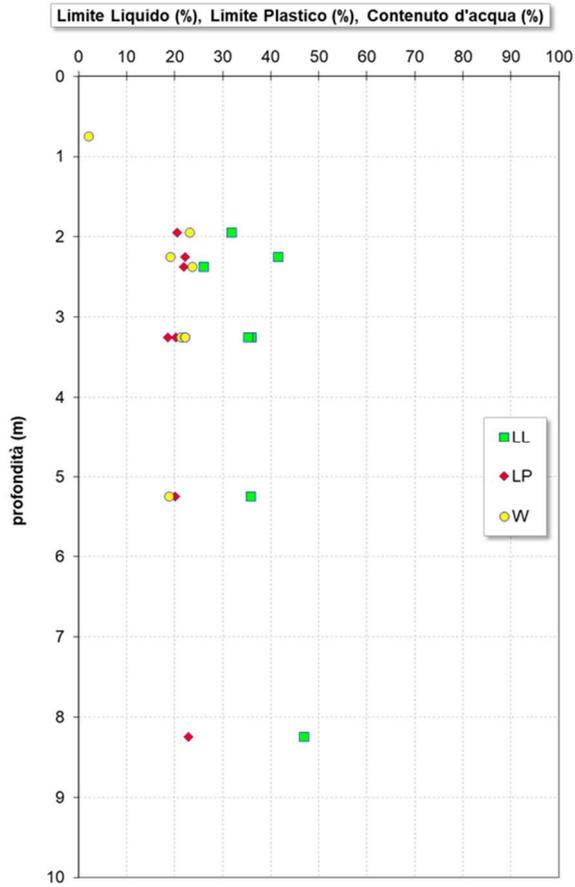


Figura 6-10 - Formazione LSA - LL, LP, W

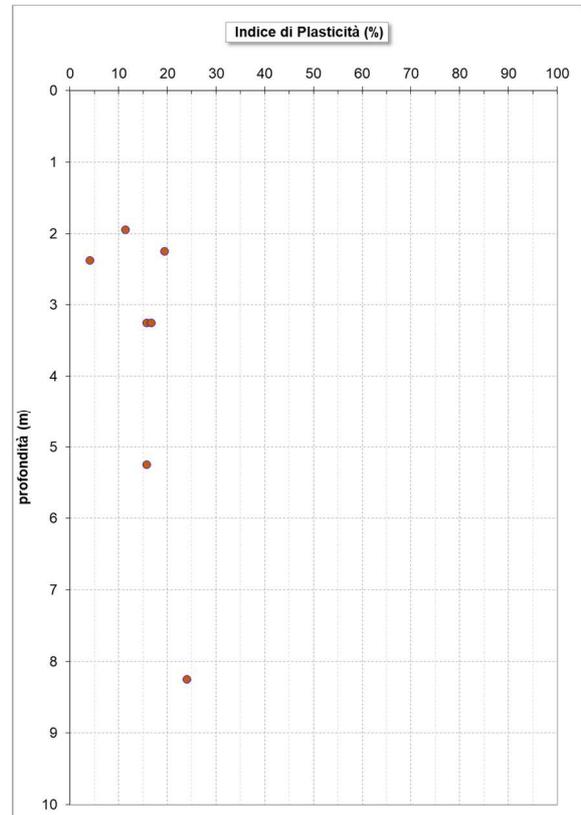


Figura 6-11 - Formazione LSA - Indice di Plasticità

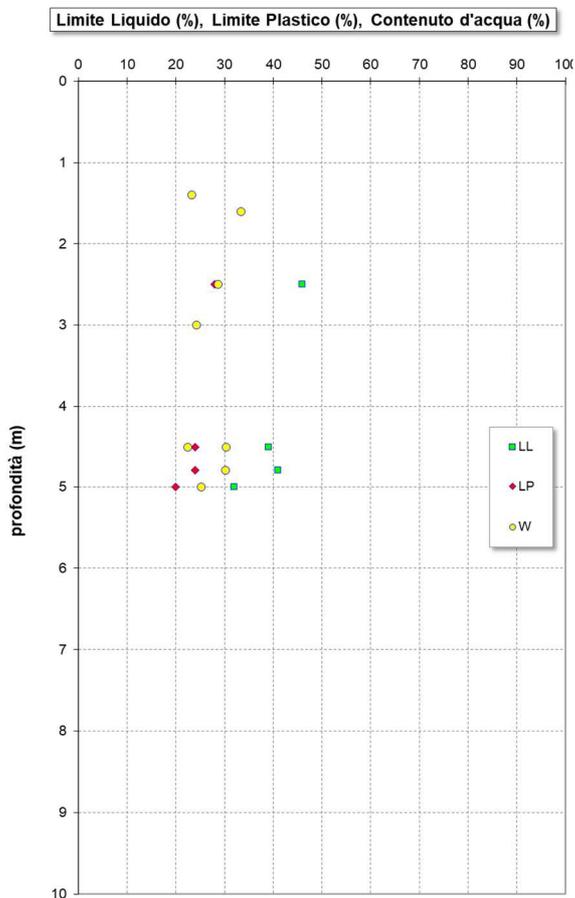


Figura 6-12 -LL, LP,W da Indagini PP

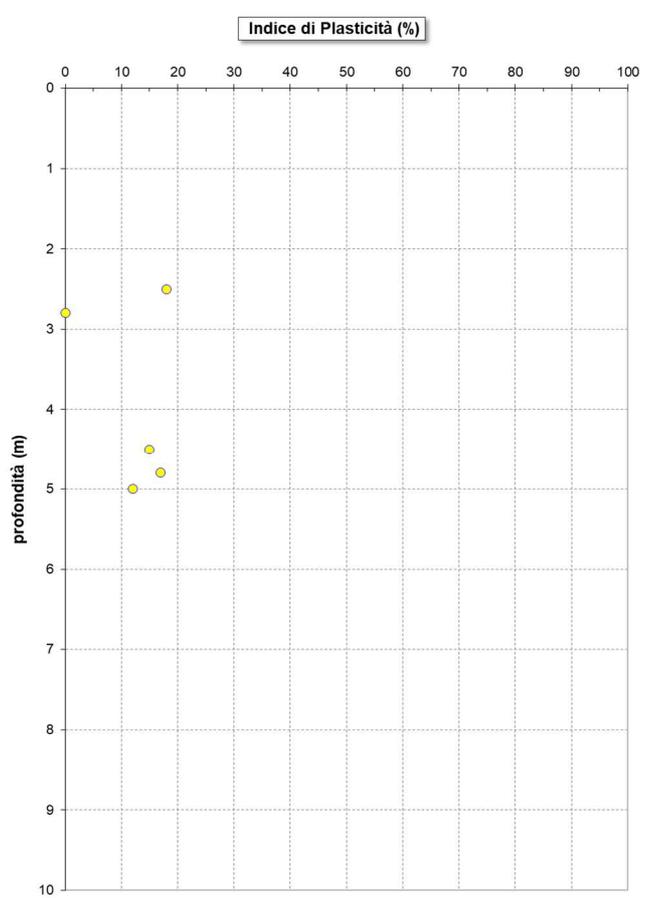
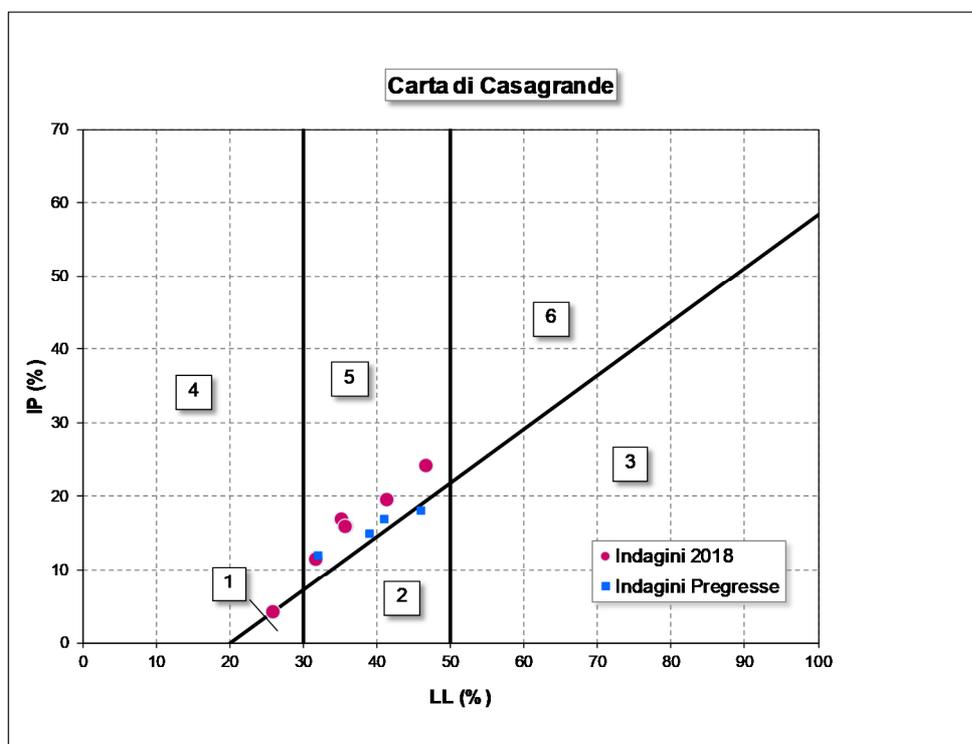


Figura 6-13 -Indice di Plasticità da Indagini PP

Facendo riferimento alla Carta di plasticità di Casagrande, sia le indagini 2018 che quelle del progettano preliminare, i materiali in oggetto possono essere classificati come:

- argille inorganiche di media plasticità.



*Figura 6-14 – Formazione LSA – Carta di plasticità di Casagrande*

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) può essere assunto pari a  $\gamma_n = 19 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$ .

Il peso specifico dei grani è risultato variabile da 2.6 a 2.7  $\text{g/cm}^3$  (cfr. la Figura seguente):

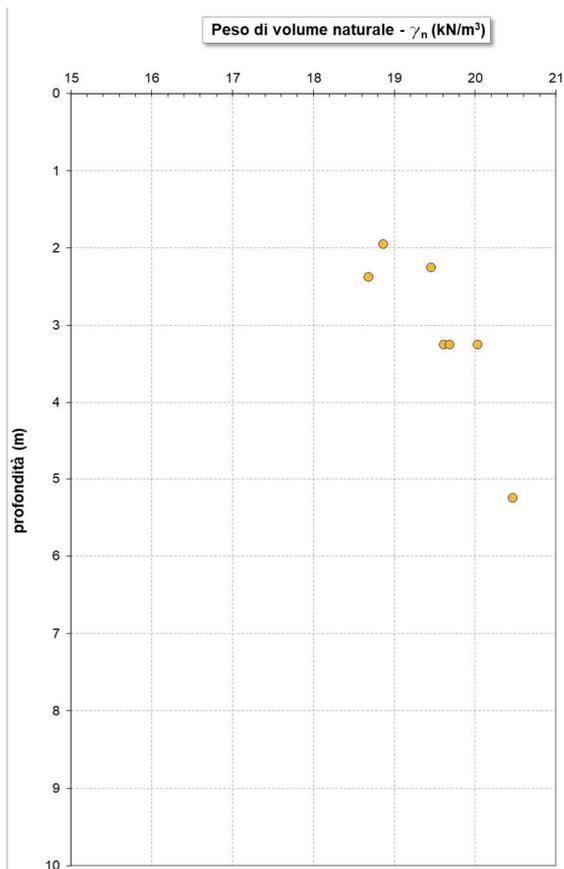


Figura 6-15 – Formazione LSA -Peso di volume naturale

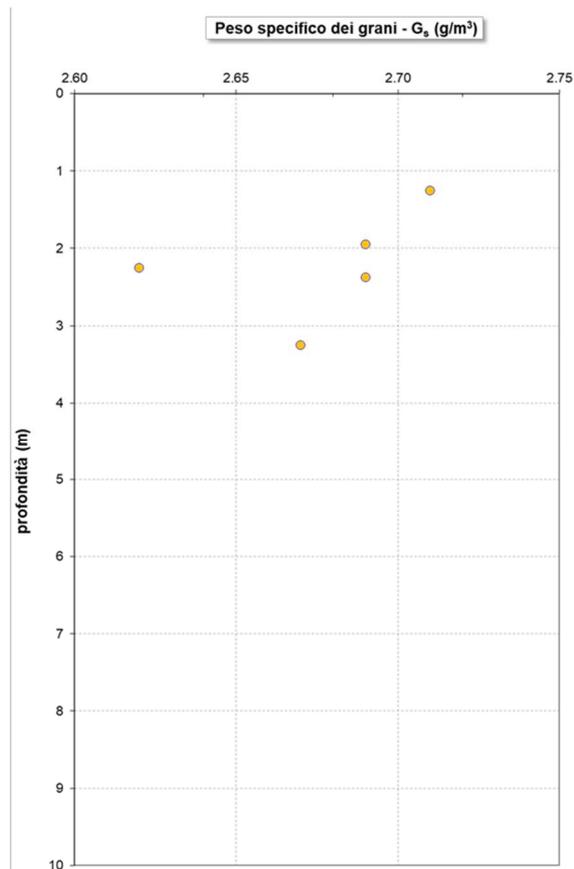


Figura 6-16 – Formazione LSA -Peso specifico dei grani

### 6.2.3 STATO INIZIALE DEL DEPOSITO

Nella Figura seguente (Figura 6-17) sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come  $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ ), determinato a partire dalle prove edometriche e dalle correlazioni con le CPTU.

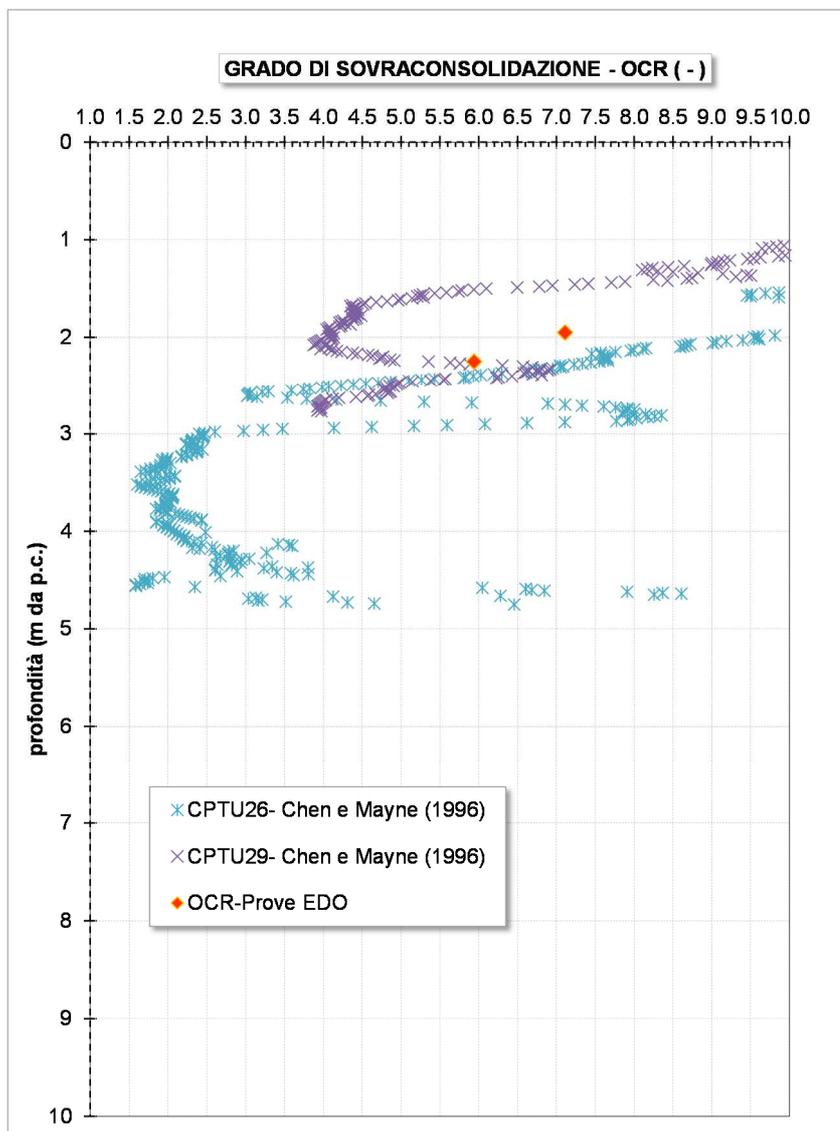


Figura 6-17: Formazione LSA – Grado di sovraconsolidazione

Sia le prove di laboratorio che i risultati dell'interpretazione delle prove CPTU mostrano in generale la presenza di un materiale sovraconsolidato, in realtà è noto che negli strati superficiali i valori più elevati di OCR sono dovuti tipicamente all'essiccazione.

#### 6.2.4 RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA

La resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) ottenuta dalle prove TX-UU e dall'interpretazione delle prove CPTU, è stata riportata nella Figura seguente.

I valori della resistenza al taglio non drenata risultano compresi tra 25 e 160 kPa per profondità che raggiungono al massimo 1.0 m da p.c.; il range si restringe a valori compresi tra 25 e 85 kPa per profondità comprese tra 1 e 3 m da p.c; nel tratto tra 3 e 4.5 m i valori si concentrano intorno a 25 kPa.

L'unica prova di laboratorio disponibile indica una  $c_u$  di circa 160 kPa.

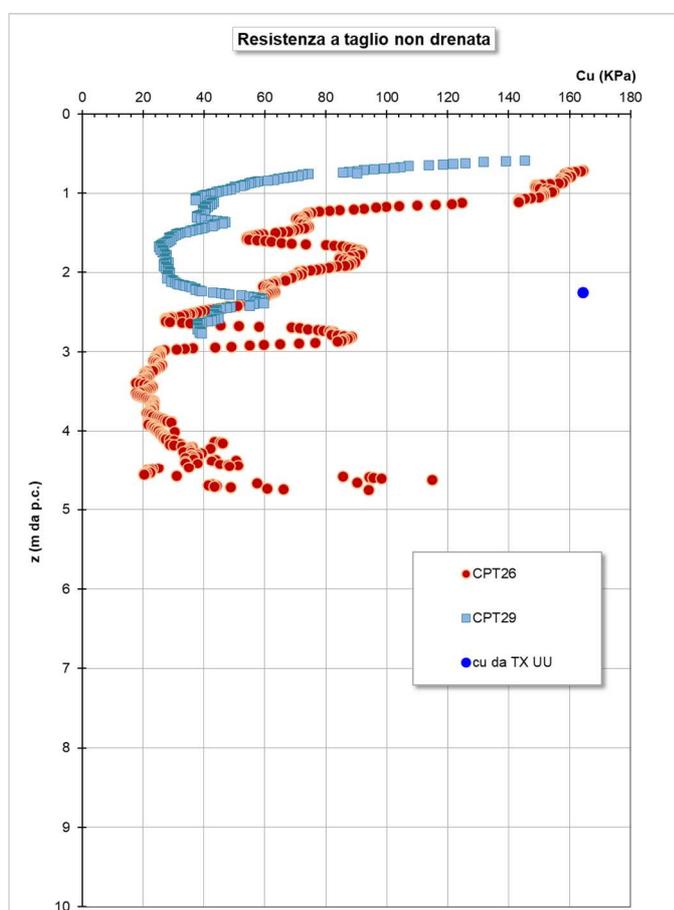


Figura 6-18: Formazione LSA – Coesione non drenata

Sono stati stimati anche i valori di resistenza al taglio non drenata ricavati dalle prove penetrometriche realizzate nel 2004 e pregresse. I valori ottenuti sono compresi in un range molto variabile da 20 a 80 kPa, come mostrato nelle figure [Figura 6-19](#) [Figura 6-20](#).

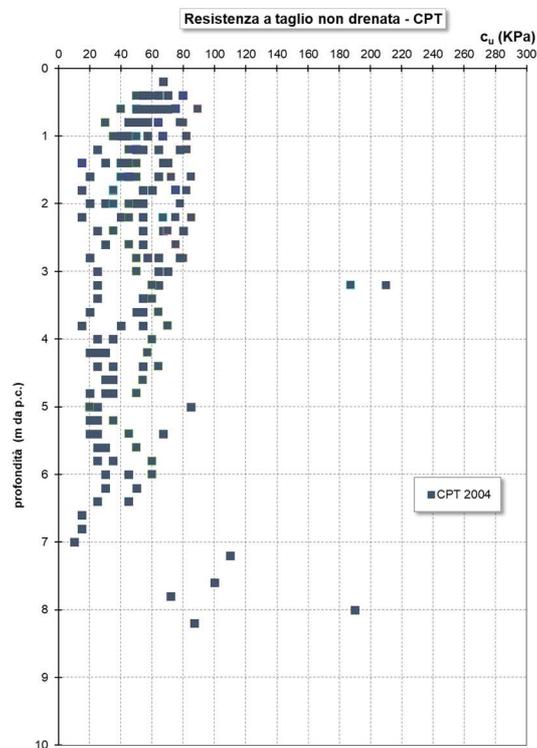


Figura 6-19 – Resistenza al taglio non drenata da indagini 2004

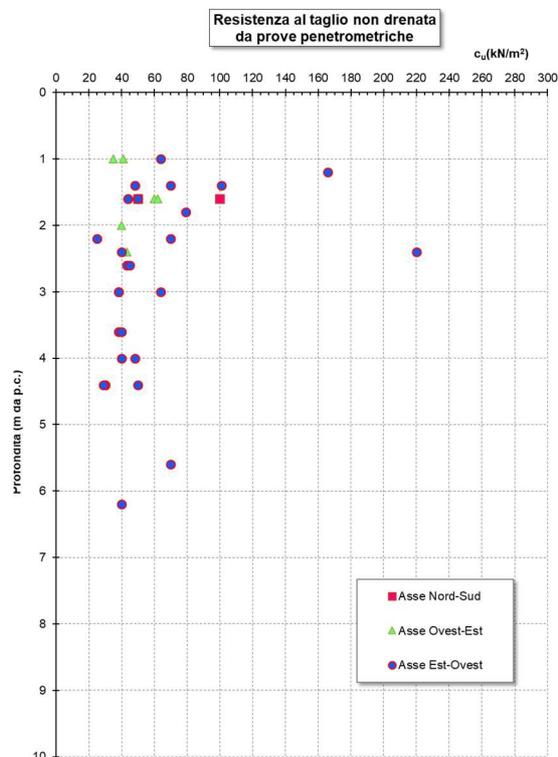


Figura 6-20.- Resistenza al taglio non drenata da indagini pregresse (PP)

### 6.2.5 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI SFORZI EFFICACI

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati desunti a partire dalle prove di laboratorio effettuate.

La coesione efficace  $c'$  è compresa tra 15 e 25 kPa.

L'angolo d'attrito  $\phi'$  è compreso tra 28° e 32°.

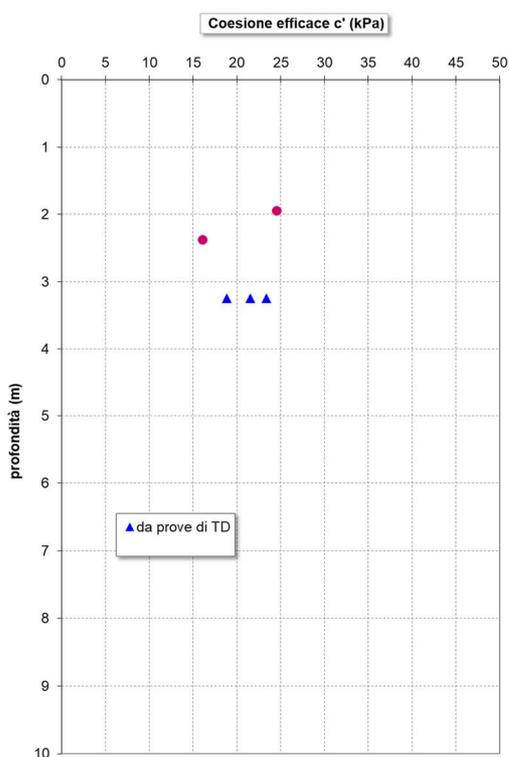


Figura 6-21: Formazione LSA – Coesione efficace

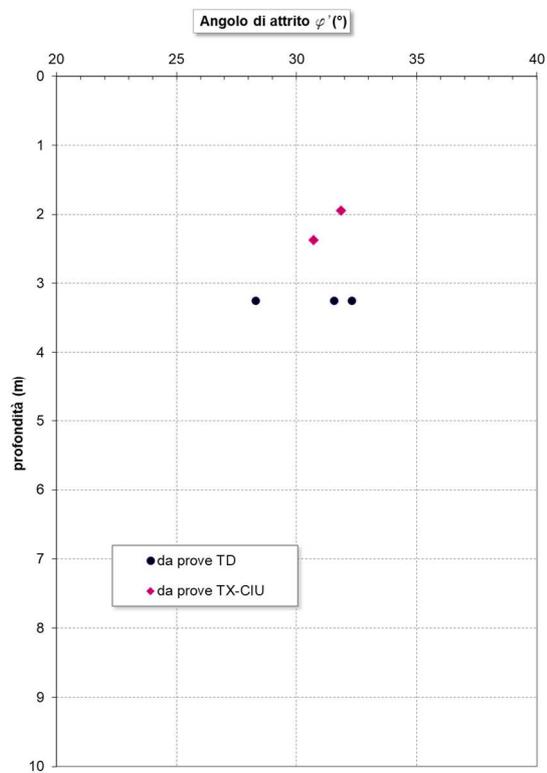


Figura 6-22: Formazione LSA – Angolo d'attrito

Con riferimento alle indagini precedenti, sia dall'elaborazione delle prove penetrometriche che delle poche prove di laboratorio disponibili, l'angolo di attrito, come riportato nelle figure a seguire, risulta variabile tra 25° e 40°, un intervallo molto ampio a dimostrazione della grande eterogeneità del litotipo considerato. Come si può notare i valori ricavati dalle prove di taglio (TD) svolte nei primi metri, mostrano valori dell'angolo d'attrito notevolmente minori. Dalle prove di TD sono stati ricavati anche i valori coesione che variano tra 15 e 18 kPa.

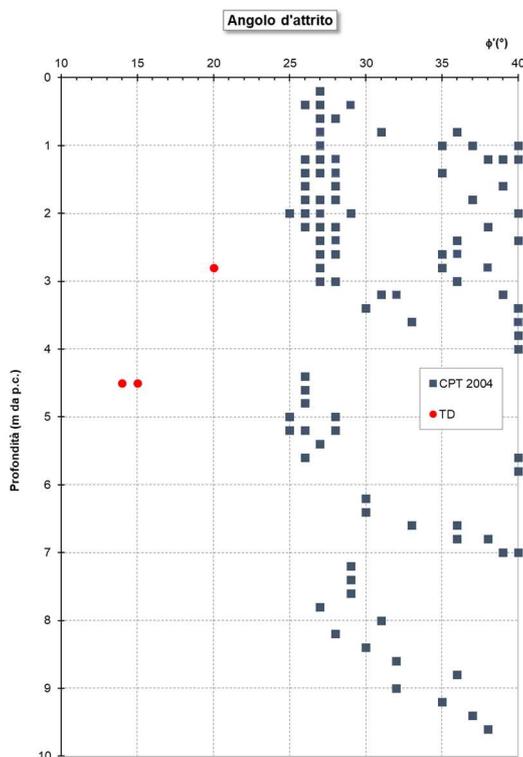


Figura 6-23 – Angolo di attrito da indagini 2004)

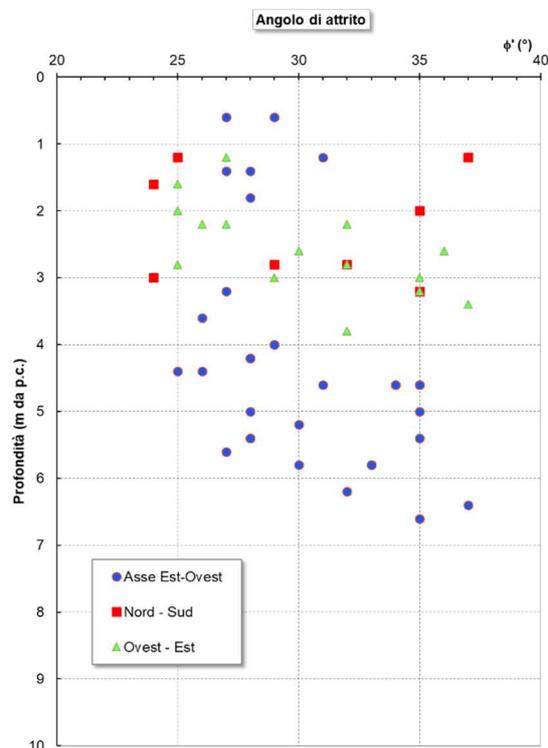


Figura 6-24 – Angolo di attrito da indagini pregresse (PP)

## 6.2.6 DEFORMABILITÀ E CONSOLIDAZIONE IN CONDIZIONI EDMETRICHE

Nelle Figure seguenti sono riportati i parametri di deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche ottenuti dalla prove di laboratorio disponibili, in particolare:

$C_c$	indice di compressibilità	~0.26
$C_s$	indice di rigonfiamento	~0.03
$E_{ed}$	modulo di compressibilità edometrica ~	~3.7 MPa
$c_v$	coefficiente di consolidazione in direzione verticale <sup>(1)</sup>	$(4.4 \times 10^{-3} \div 6.5 \times 10^{-3})$

<sup>(1)</sup>valutati nell'intorno superiore della tensione geostatica in sito.

Sempre a scopo di confrontare i risultati ottenuti si riportano i grafici del modulo edometrico ricavato dalle indagini pregresse.

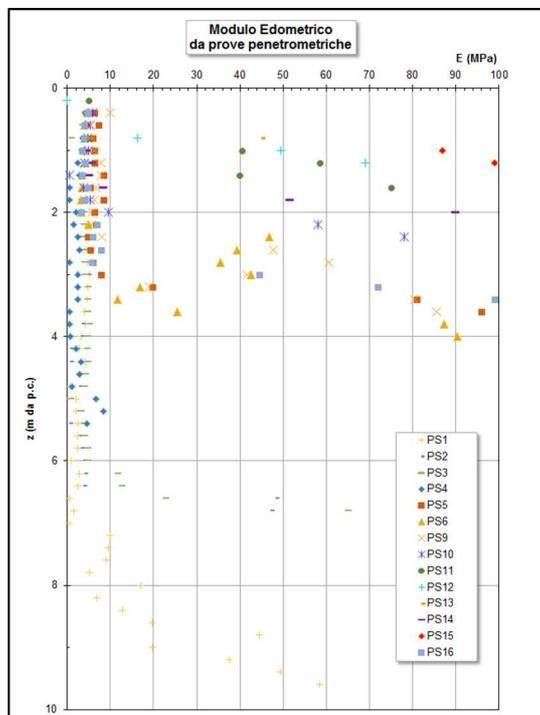


Figura 6-25 - Modulo Edometrico indagini 2004

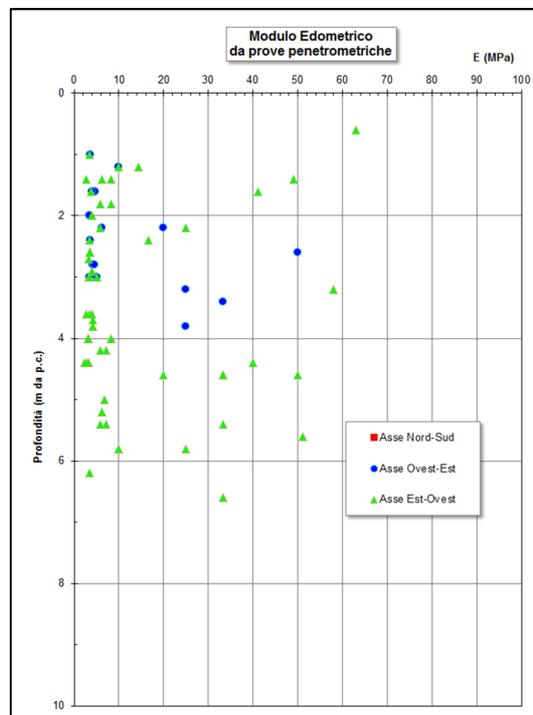


Figura 6-26 - Modulo Edometrico da indagini pregresse (PP)

I valori che si ottengono sono variabili principalmente tra 1 e 9 MPa (Figura 5.8 e Figura 5.9). Dai campioni indisturbati (S1C1 e S2C2) si ricavano valori del modulo edometrico compresi tra 1,5 e 3,5 MPa.

## 6.2.7 MODULO DI TAGLIO A PICCOLE DEFORMAZIONI

### 6.2.7.1 Velocità delle onde di taglio

Le misure delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  eseguite mediante prove down-hole, ove disponibili, sono state confrontate con quelle derivate dall'interpretazione delle prove CPTU. I risultati, mostrati nella Figura seguente, evidenziano una certa discrepanza soprattutto a partire dalla profondità di 3 m da p.c., in cui i valori ricavati dalle prove CPTU risultano inferiori a quelli da misura diretta.

In via cautelativa, si è ritenuto corretto fare riferimento ad un valore medio di  $V_s$  per tutto lo spessore della formazione LSA di circa 150 m/s.

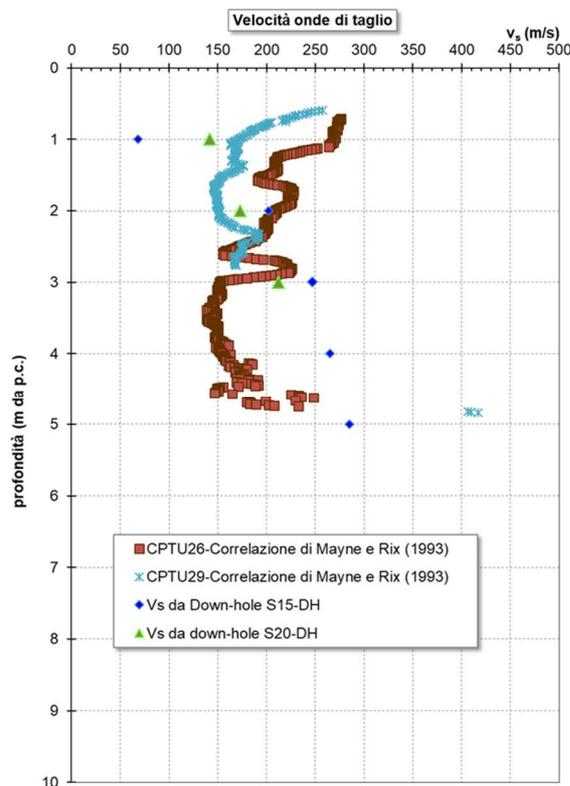


Figura 6-27: Formazione LSA – Velocità onde di taglio

#### 6.2.7.2 Modulo di taglio iniziale e modulo elastico iniziale

A partire dai valori delle  $V_s$  desunte dalle prove CPTU sono stati ricavati i valori del modulo di taglio iniziale  $G_0$ . Nelle Figure seguenti sono riportati i risultati ottenuti, unitamente alle misure ricavate dalle prove down-hole.

Trascurando la porzione superiore di maggior rigidità ma che verrà in parte rimossa si stima un valore di  $G_0$  di circa 50 kPa ed un valore di  $E_0$  di circa 100 MPa.

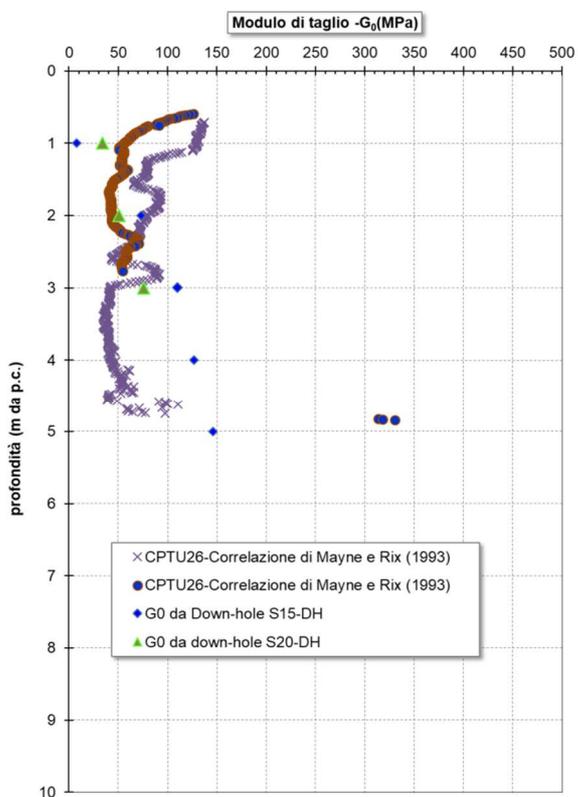


Figura 6-28: Formazione LSA – Modulo di taglio  $G_0$

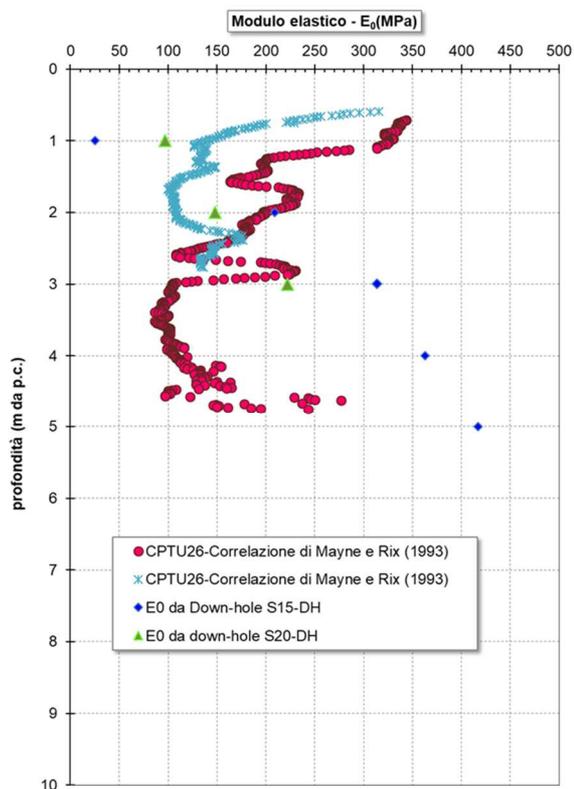


Figura 6-29: Formazione LSA – Modulo elastico  $E_0$

### 6.2.8 Coefficienti di permeabilità

I valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove edometriche sono:

$k_v = 1.22 \times 10^{-7} \div 1.84 \times 10^{-7}$  cm/s coefficiente di permeabilità in direzione verticale.

### 6.2.9 TABELLE RIASSUNTIVE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA LSA

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella Tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali incoerenti LSA.

<b>Parametri caratteristici</b>	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	19 ÷ 20.5
$c_u$ (kPa)	25 ÷ 80 per $z < 3.0m$ ~25 per $z > 3.0m$
$c'$ (kPa)	15 ÷ 25
$\Phi'$ (°)	28° ÷ 32°
$C_c$ (-)	~0.26
$C_s$ (-)	~0.03
$E_{ed}$ (MPa)	~ 3.7
$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	4.4x10 <sup>-3</sup> ÷ 6.5x10 <sup>-3</sup>
$k$ (cm/s)	1.2x10 <sup>-7</sup> ÷ 1.8x10 <sup>-7</sup>
$v_s$ (m/s)	~ 3.7
$G_0$ (MPa)	~ 50
$E_0$ (MPa)	~ 100
$E_0/10$ (MPa)	~ 10

Tabella 6-1- Formazione LSA – Parametri geotecnici medi caratteristici

#### Simbologia

- $\gamma_n$  = peso di volume naturale;
- $c_u$  = resistenza al taglio non drenata;
- $c'$  = intercetta di coesione in termini di tensioni efficaci;
- $\Phi'$  = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;
- $C_c$  = indice di compressibilità
- $C_s$  = Indice di rigonfiamento
- $E_{ed}$  = Modulo edometrico
- $c_v$  = coefficiente di consolidazione primaria verticale;
- $k_v$  = coefficiente di permeabilità in direzione verticale;
- $G_0$  = Modulo di taglio a piccole deformazioni;
- $E_0$  = Modulo elastico a piccole deformazioni;
- $E_0/10$  = Modulo elastico operativo.

### 6.3 FORMAZIONE GLS

Il litotipo GSL, individuato al di sotto delle alluvioni superficiali, è costituito essenzialmente da sabbie e ghiaie in matrice sabbiosa fine.

I valori SPT misurati all'interno dei fori di sondaggio (cfr. la Figura seguente), risultano piuttosto dispersi nei primi 5.0 m e normalmente compresi tra 13 colpi/30cm e 80 colpi/30cm, compresi tra 15 colpi/30cm e 48 colpi/30cm tra 5 e 15m e tra 30 colpi/30cm e 48 colpi/30cm per profondità superiori a 15m.

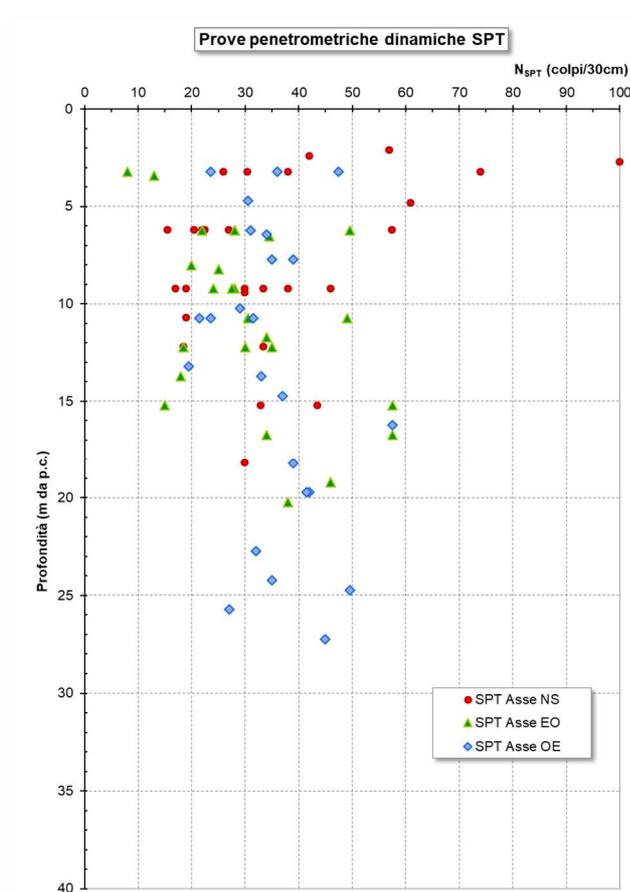


Figura 6.3-1: Prove SPT - Valori di  $N_{spt}$

Si riportano anche le prove CPTU 26 e CPTU29 che localmente intercettano il litotipo GSL. Le Figure seguenti riportano i grafici con valori di resistenza di punta  $q_c$  misurati nel corso delle prove penetrometriche statiche CPTU26 e CPTU29.

Formazione GSL: valore medio di  $q_c=10$  MPa con punte anche di  $35\div40$  MPa

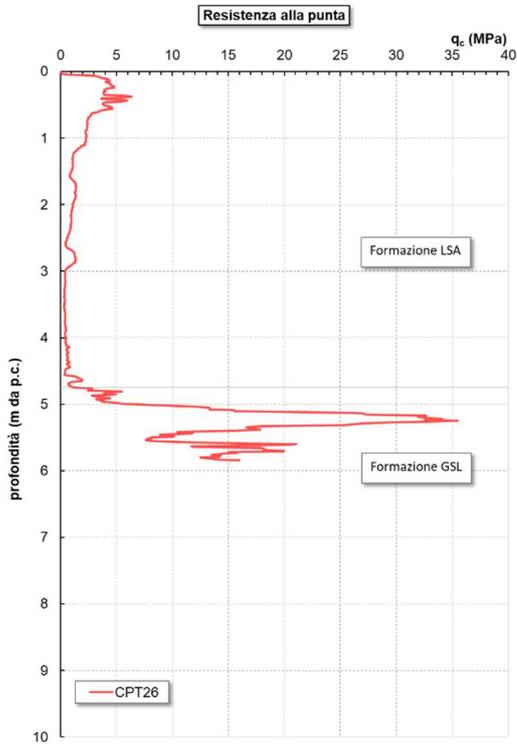


Figura 6.3-2 – Prova CPTU26

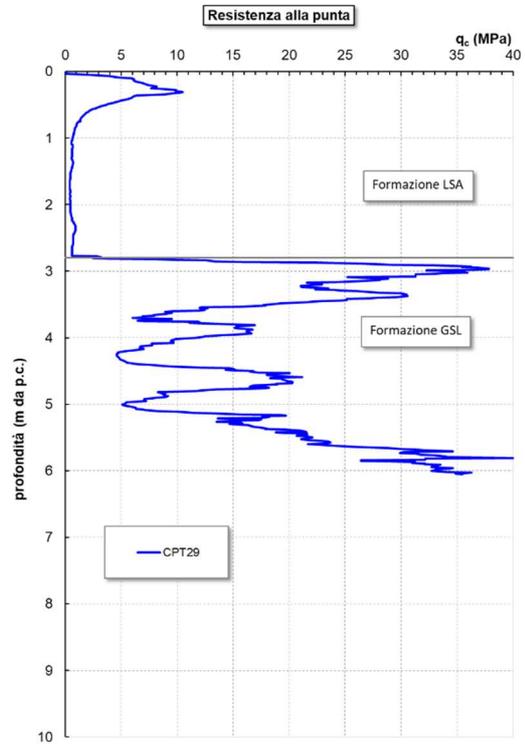


Figura 6.3-3 – Prova CPTU29

L'identificazione dei materiali sulla base delle prove CPTU ha condotto ai risultati mostrati nella Figura seguente (in accordo a Robertson, 1990):

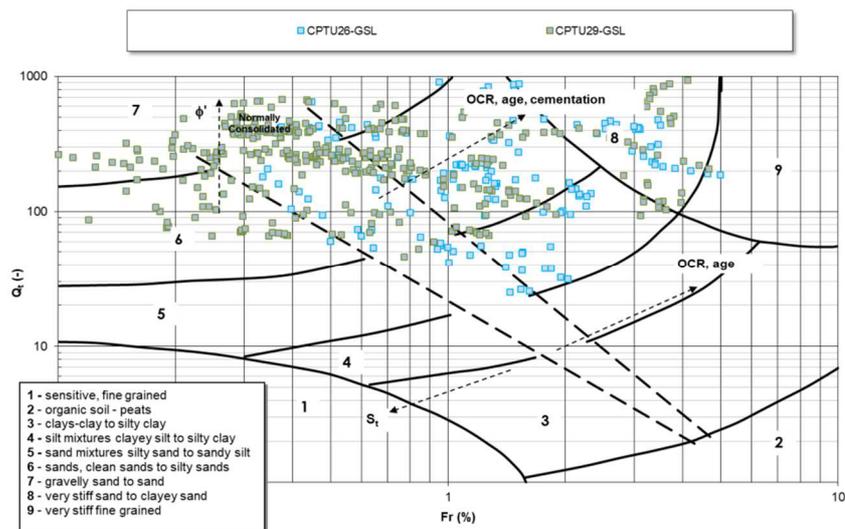


Figura 6.3-4 – Formazione GSL – Carta di plasticità di Casagrande

### 6.3.1 CARATTERISTICHE FISICHE E DENSITÀ RELATIVA

Sulla base delle curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla	= 1% ÷ 30%
limo	= 0% ÷ 33%
sabbia	= 13% ÷ 91%
ghiaia	= 1% ÷ 83%

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) può essere assunto pari a  $\gamma_n = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$  (v. Figg. seguenti).

Il peso specifico dei grani è risultato variabile da 2.5 a 2.7  $\text{g/cm}^3$ .



Figura 6.3-5 - Formazione GSL Granulometria

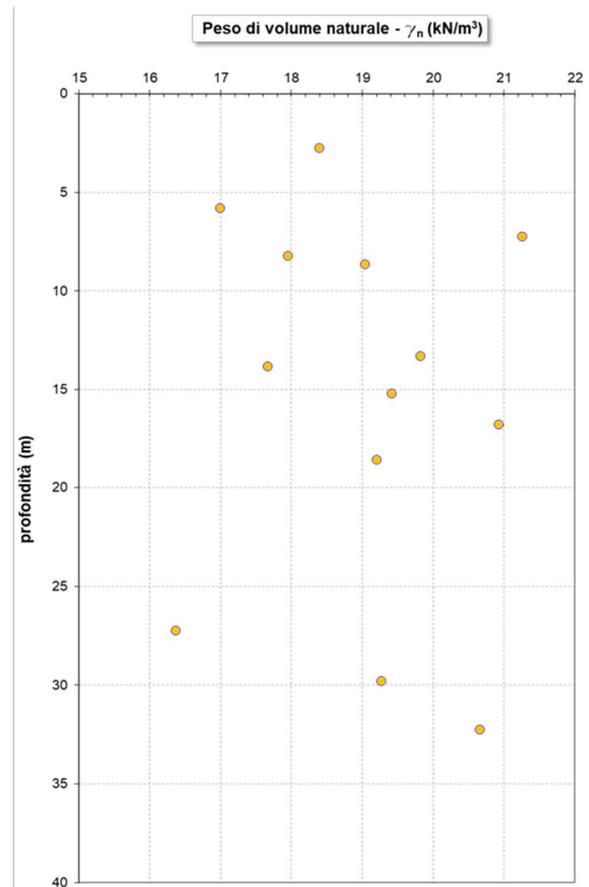


Figura 6.3-6 - Formazione GLS - Peso di volume naturale

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT e CPT risulta generalmente compresa tra valori dell'ordine di  $D_r=30\% \div 100\%$  (cfr. le Figure seguenti) per i primi 5 m di profondità da p.c.;  $D_r=50\% \div 100\%$  da 5 a 17 m circa, mentre, da 17 a 30 m i valori si concentrano nell'intervallo  $D_r=60\% \div 80\%$ . L'interpretazione delle prove in sito (cfr. la Figura seguenti), individuando terreni quindi con densità che si colloca in un intervallo da media a molto densa.

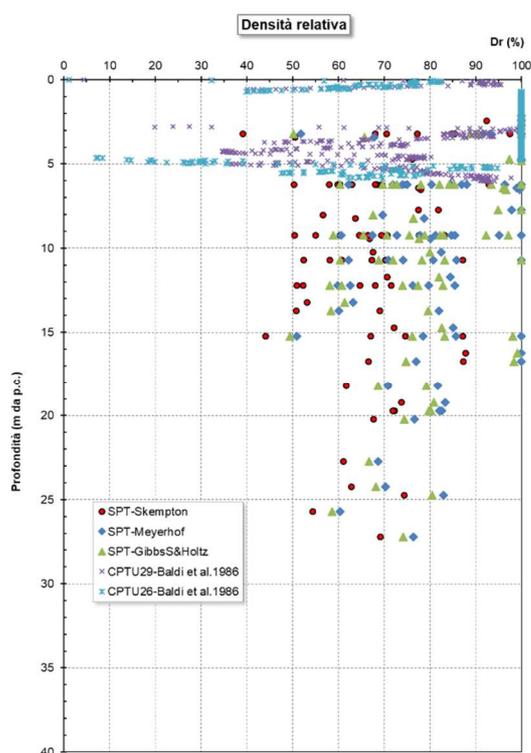


Figura 6.3-7 – Materiale GLS – Densità relativa da correlazioni SPT e CPT

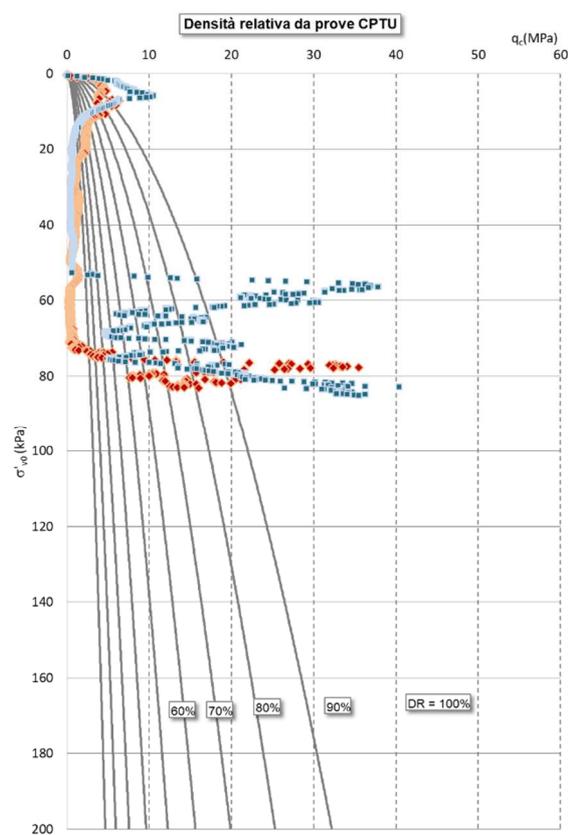


Figura 6.3-8 – Materiale GLS – Densità relativa da correlazioni CPTU

### 6.3.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA AL TAGLIO

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati valutati a partire dai risultati delle prove SPT e delle prove di laboratorio quando presenti.

Dalle Figure allegate la resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\phi'$ ) può essere assunta pari a  $\phi' = 30^\circ \div 36^\circ$ , come risulta dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche. Minor peso è stato attribuito ai risultati delle prove SPT che forniscono  $\phi' > 38^\circ$  in quanto, le correlazioni utilizzate (in particolare De Mello), tendono a sovrastimare i risultati e consigliano di considerare inattendibili i valori superiori a questo valore.

L'unica prova di laboratorio eseguita in questi materiali ha indicato  $\phi' = 34^\circ$ .

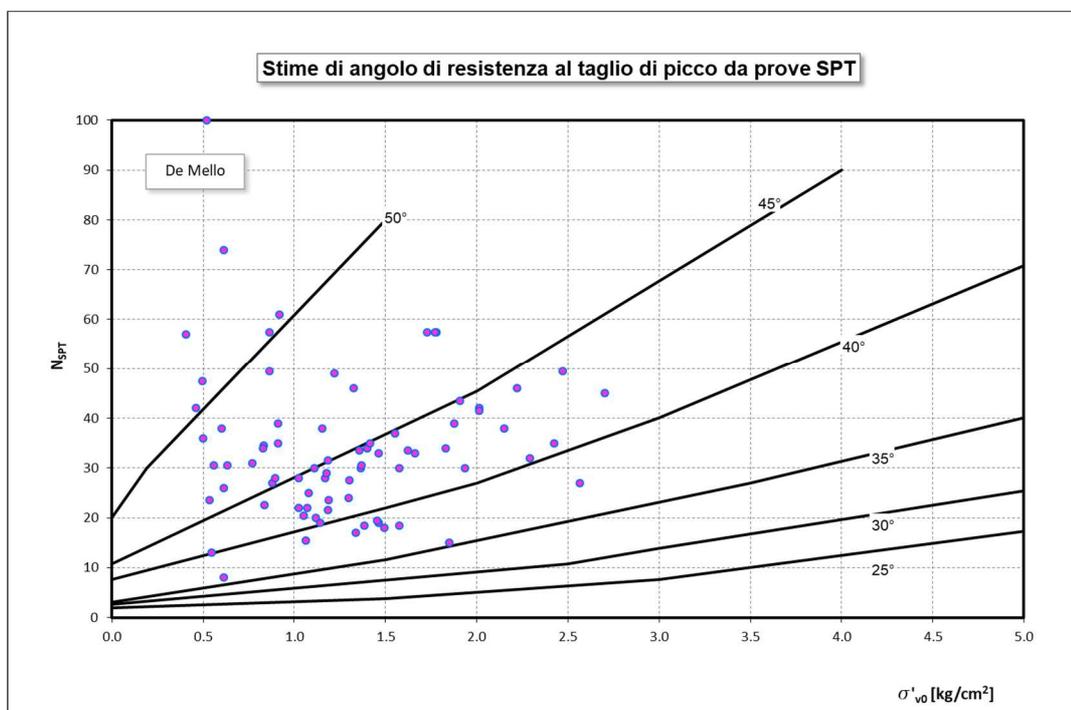


Figura 6.3-9 - Materiale GLS - Angolo di attrito efficace De Mello

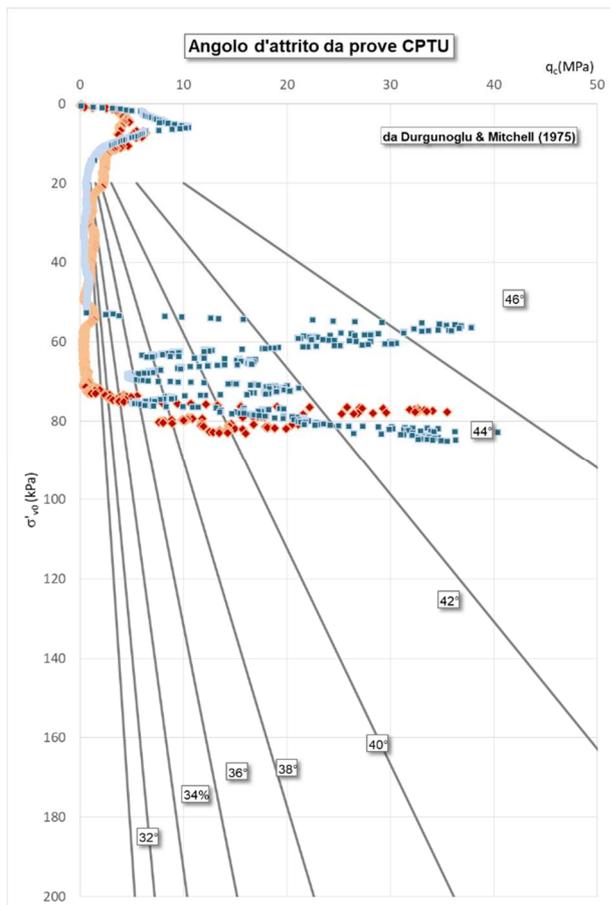


Figura 6.3-10 – Materiale GLS – Angolo di attrito efficace CPTU

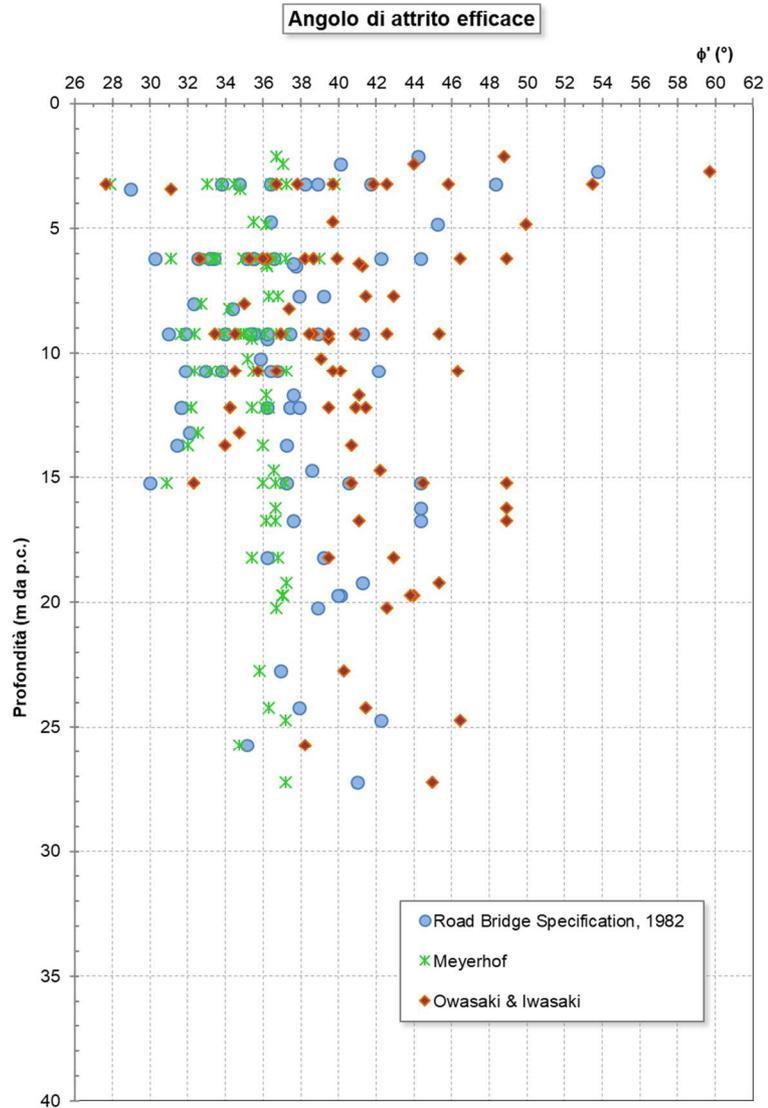


Figura 6.3-11 - Materiale GLS - Angolo di attrito efficace prove SPT

### 6.3.3 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

#### 6.3.3.1 Velocità delle onde di taglio

I valori della velocità delle onde di taglio  $v_s$  sono stati stimati a partire dai risultati delle prove SPT e sono stati confrontati con le misure effettuate dalle prove Down Hole.

L'andamento delle velocità è riportato in Figura 6.3-12. La correlazione di Otha e Ghoto, fino alla profondità di 15m, conduce a valori medi di  $v_s$  inferiori a quelli registrati dalle prove geofisiche, per poi ridurre la discrepanza per profondità maggiore di 15m.

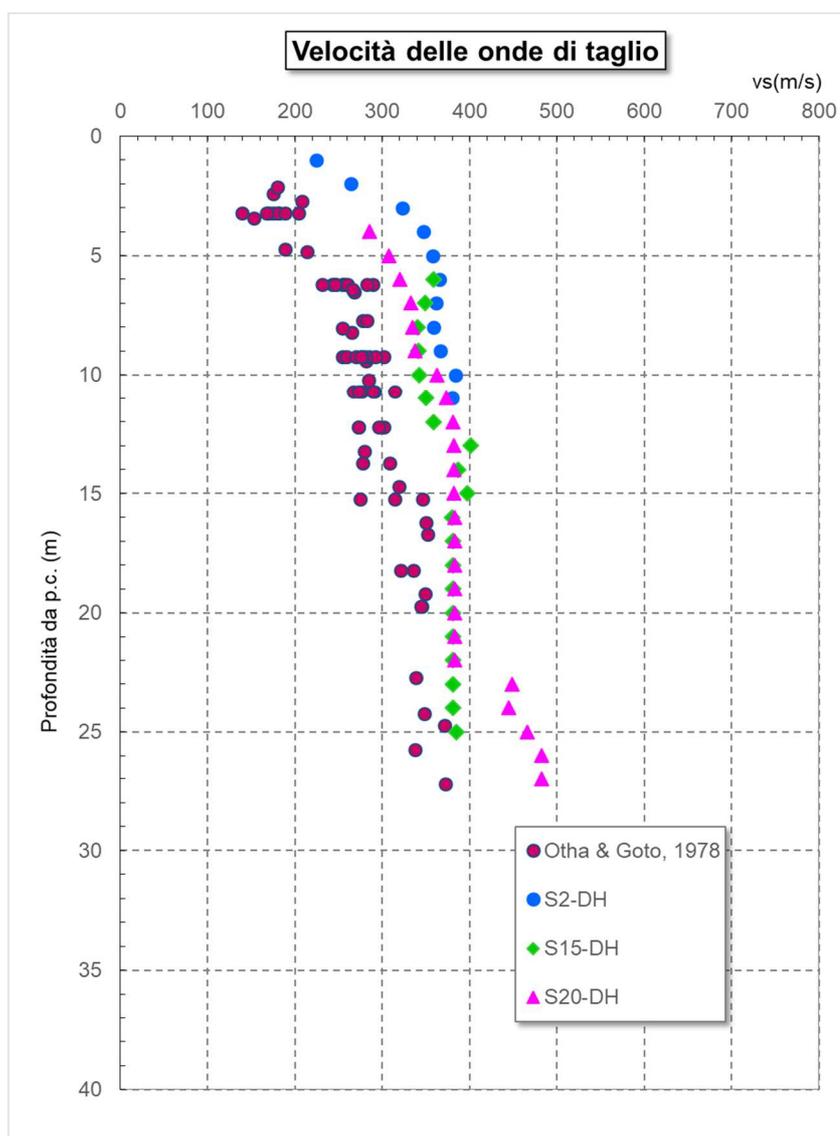


Figura 6.3-12 – Materiale GLS – Velocità onde di taglio

### 6.3.3.2 Modulo di taglio iniziale

I moduli di taglio elastici iniziali  $G_0$ , ottenuti sia a partire dalle  $V_s$  precedentemente stimate con specifiche correlazioni a partire direttamente dagli NSPT (Otha & Goto, 1978). Considerando il modulo di taglio  $G_0$  costante a tratti si ottengono i seguenti valori:

$z=0\div 5$  m  $G_0=65$  MPa;

$z=5\div 10$  m  $G_0=130$  MPa;

$z=10\div 15$  m  $G_0=160$  MPa;

$z>15$  m  $G_0=225$  MPa;

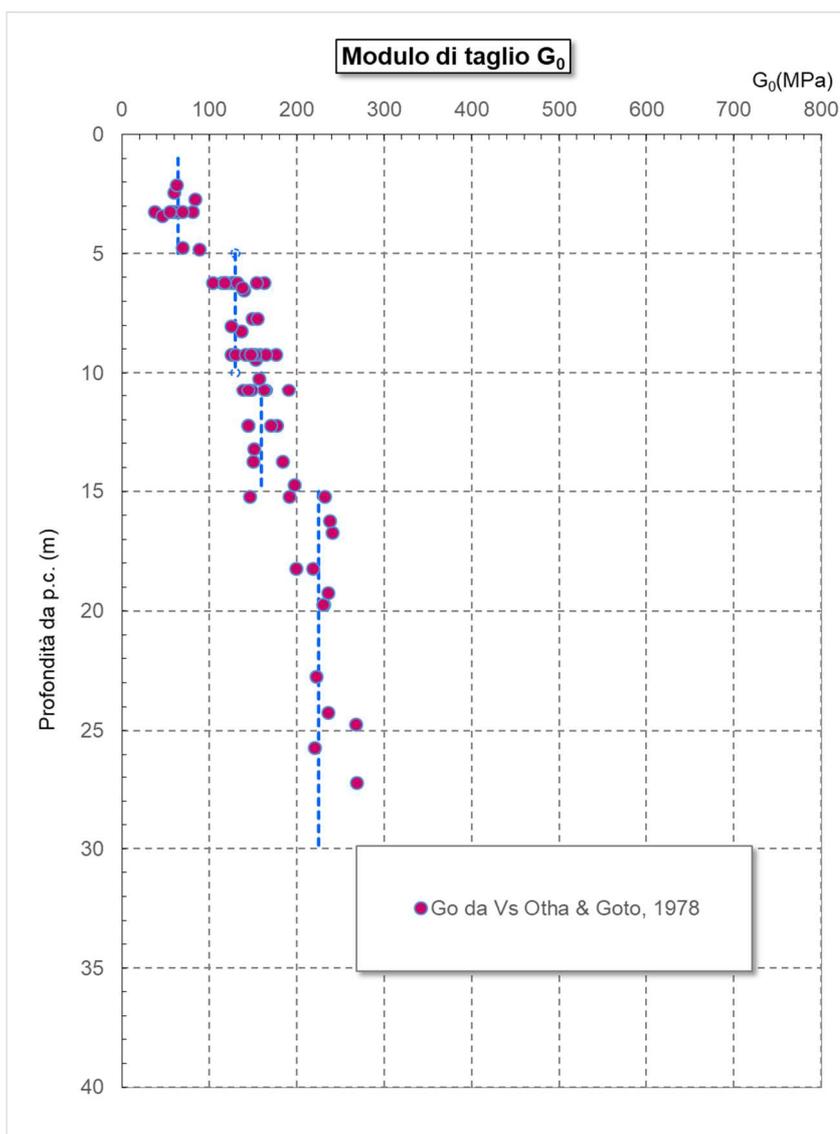


Figura 6.3-13 - Materiale GLS - Modulo di taglio

### 6.3.3.3 Modulo elastico iniziale

I valori del modulo elastico iniziale a piccole deformazioni sono stati desunti a partire da valori di  $G_0$  tramite le note relazioni della teoria dell'elasticità (cfr. le Figure seguenti):. In analogia al paragrafo precedente:

$z=0\div 5$  m  $E_0=200$  MPa;

$z=5\div 10$  m  $E_0=400$  MPa;

$z=10\div 15$  m  $E_0=500$  MPa;

$z>15$   $E_0=650$  MPa;

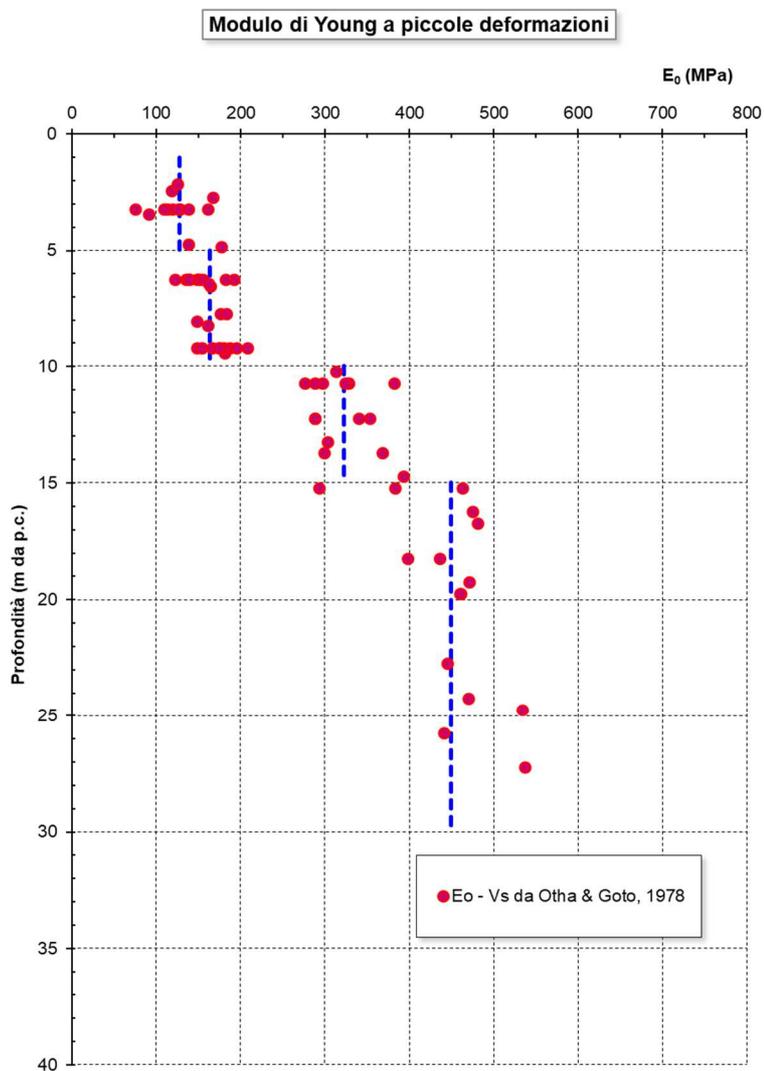


Figura 6.3-14 – Materiale GLS – Modulo elastico iniziale

### 6.3.3.4 Modulo elastico operativo

I moduli elastici operativi, da utilizzare per il calcolo dei cedimenti e per il calcolo dell'interazione terreno / struttura sono stati derivati dal valore iniziale mediante specifica relazione di decadimento in funzione del livello di deformazione.

E' stata eseguita inoltre una valutazione del modulo elastico  $E'_{25}$ , corrispondente al livello di deformabilità in condizioni di sollecitazione pari al 25% dello sforzo di taglio a rottura, sia a partire dai risultati delle prove CPTU che di quelle SPT. I valori di  $E'_{25}$  appaiono mediamente compatibili con gli analoghi valori di  $E'/10$ , come si evince dalle Figure allegate.

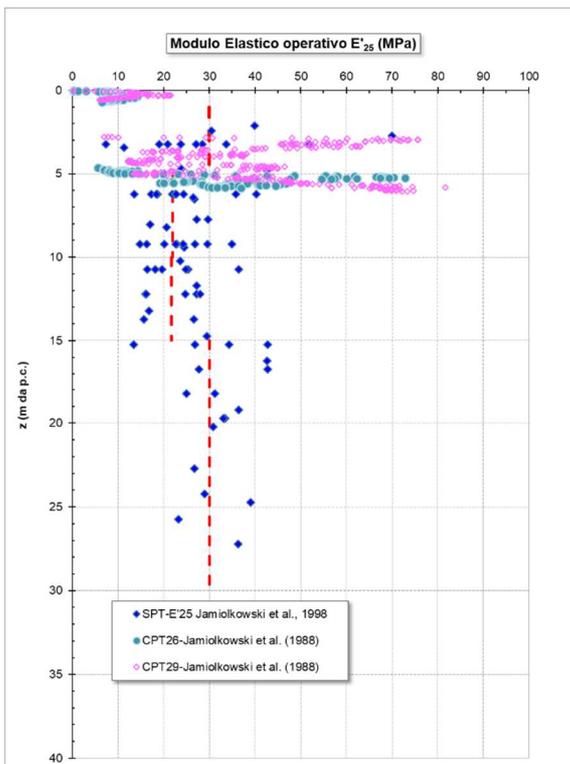


Figura 6.3-15 – Materiale GLS – Modulo elastico operativo  $E'_{25}$

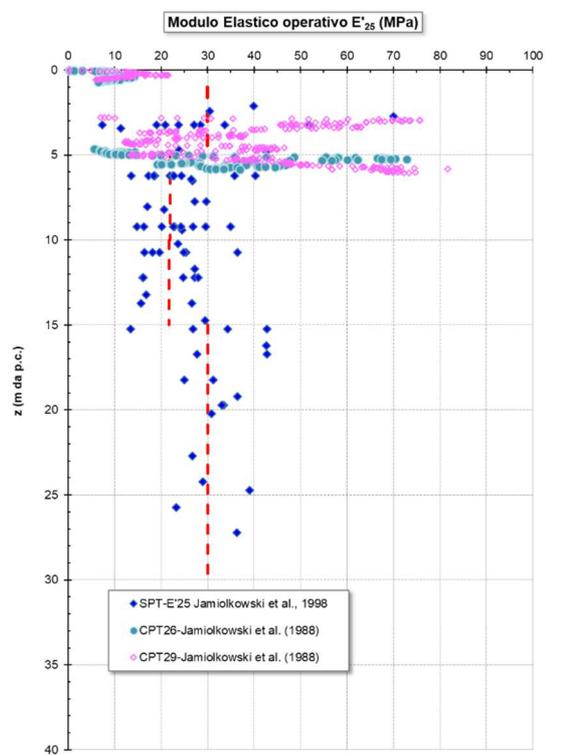
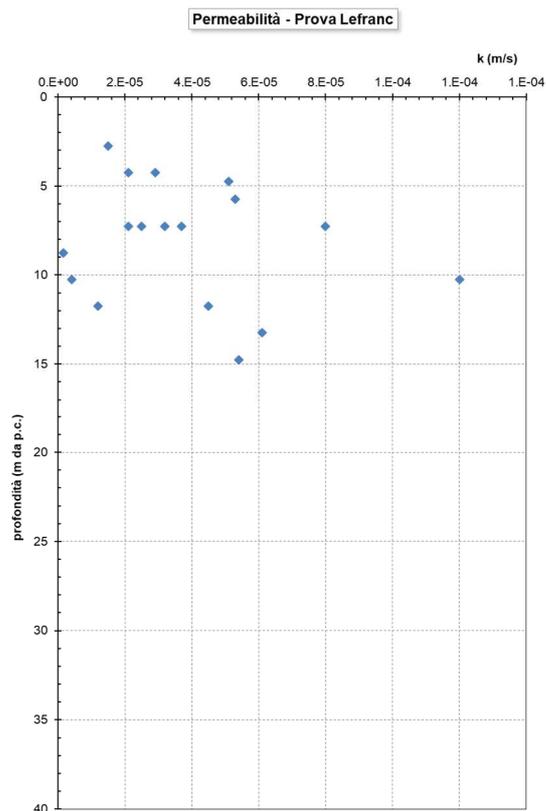


Figura 6.3-16 – Materiale GLS – Modulo elastico operativo  $E'_{10}$

### 6.3.4 COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio ai materiali incoerenti possono essere assegnati coefficienti di permeabilità dell'ordine di  $1.7 \times 10^{-6} \div 1.2 \times 10^{-4}$  m/s.



### 6.3.5 TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA GSL

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella Tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali incoerenti GSL.

<b>Parametri caratteristici</b>	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	18 ÷ 20
$D_R$ (%)	50÷100 per z=0÷15
	60÷80 per z=15÷30
$c'$ (kPa)	0÷10
$\Phi'$ (°)	30° ÷36°
$G_o$ (MPa)	65 per z=0÷5 m
	130 per z=5÷10 m
	160 per z=10÷15 m
	225 per z>15 m
$E_o$ (MPa)	200 per z=0÷5 m
	400 per z=5÷10 m
	500 per z=10÷15 m
	650 per z>15 m
$E_o/10$ (MPa)	20 per z=0÷5 m
	40 per z=5÷10 m
	50 per z=10÷15 m
	65 per z>15
$E'_{25}$ (MPa)	30 per z=0÷5 m
	22 per z=5÷15 m
	30 per z>15 m
$k$ (m/s)	$1.7 \times 10^{-6} \div 1.2 \times 10^{-4}$

Tabella 6.3-1– Formazione GSL – Parametri geotecnici medi caratteristici

Simbologia

$\gamma_n$  = peso di volume naturale;

$D_R$ = densità relativa;

$c'$  = coesione in termini di tensioni efficaci;  
 $\Phi'$  = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;  
 $C_s$  = Indice di rigonfiamento  
 $c_v$  = coefficiente di consolidazione primaria verticale;  
 $E_{ed}$  = Modulo edometrico  
 $G_0$  = Modulo di taglio a piccole deformazioni;  
 $E_0$  = Modulo elastico a piccole deformazioni;  
 $E_0/10$  = Modulo elastico operativo;  
 $E'_{25}$  = Modulo elastico operativo al 25% della deformazione;  
 $k_v$  = coefficiente di permeabilità in direzione verticale

## 6.4 FORMAZIONE "A"

Si tratta di materiali coesivi, costituiti da argille e limi. Tali materiali sono stati intercettati a profondità molto variabili dal piano campagna, passando da 11 a circa 20 metri procedendo da nord verso sud; nel tratto Ovest-Est tali depositi si trovano a partire dalla profondità di circa 25,0 m dal p.c.; in ultimo nel tratto Est-Ovest la profondità a cui si intercetta lo strato di argille varia tra 11 e 35 m.

### 6.4.1 CARATTERISTICHE FISICHE"

La composizione granulometrica è riportata in Figura 6.4-1, le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla = 13% ÷ 62%

limo = 22% ÷ 57%

sabbia = 7 % ÷ 47%

ghiaia = 0% ÷ 4%

Per quanto riguarda il contenuto di fine (Figura 6.4-2), risulta:

L+A = 53÷94%

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido e limite plastico) ed il contenuto d'acqua sono riportati in Figura 6.4-3 gli intervalli di variabilità risultano

LL = 26% ÷ 74%

LP = 18% ÷ 35%

W = 7% ÷ 27%

Di conseguenza l'indice plastico (IP) risulta compreso tra 8% ÷ 39% (Figura 6.4-4)

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) risulta compreso tra 18.6 e 21.7 kN/m<sup>3</sup> Figura 6.4-6

L'indice dei vuoti iniziale ( $e_0$ ) risulta dell'ordine di 0.3÷0.8 (Figura 6.4-8).

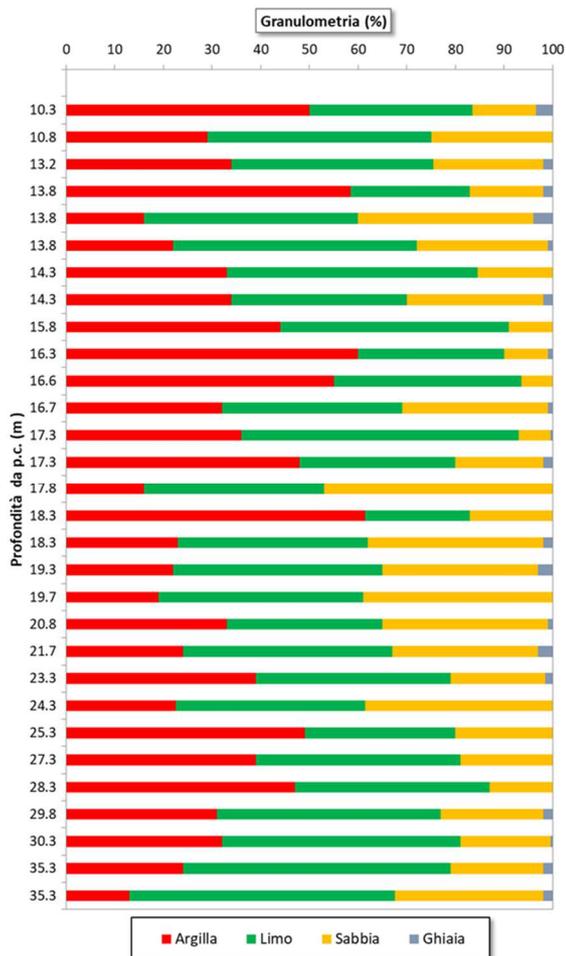


Figura 6.4-1. Formazione A Granulometria

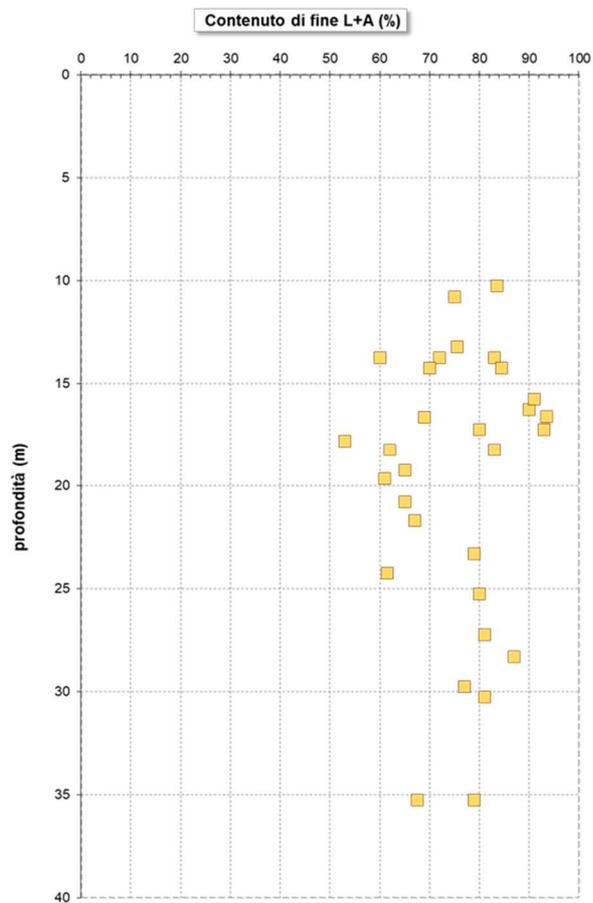


Figura 6.4-2. Formazione A-Contenuto di fine

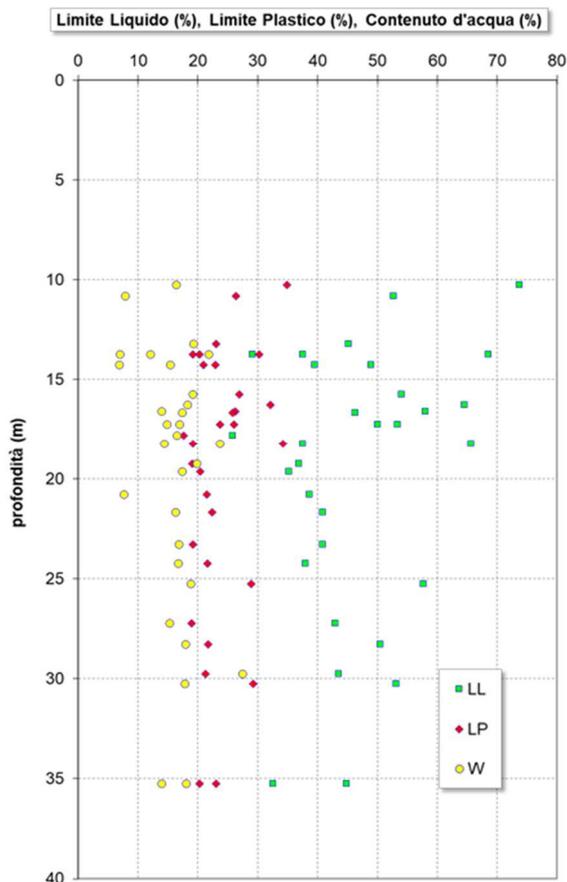


Figura 6.4-3. Formazione A- LL, LP, W

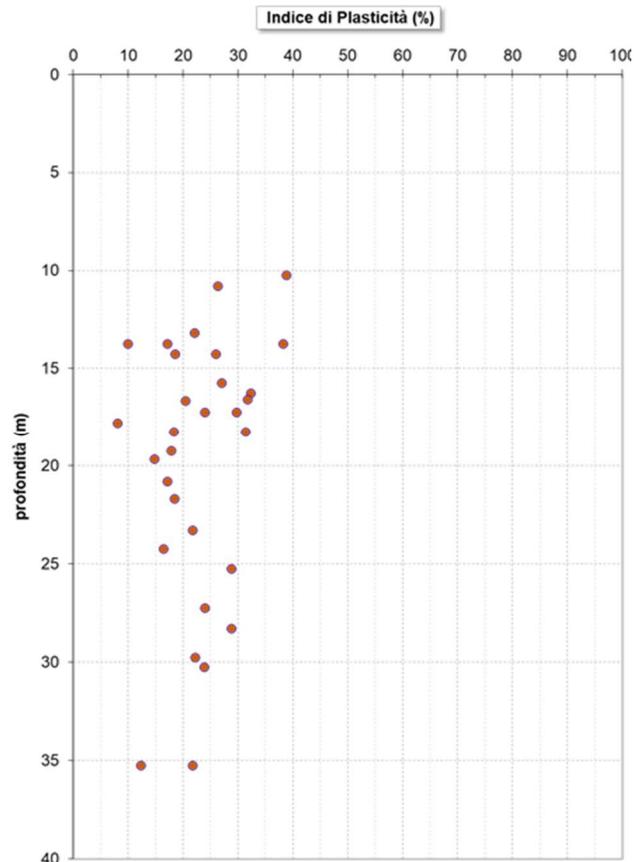


Figura 6.4-4. Formazione A-Indice di Plasticità

Facendo riferimento alla Carta di plasticità di Casagrande, riportata nella Figura seguente, i materiali in oggetto possono essere classificati prevalentemente come:

- 5 - Argille inorganiche di media plasticità
- 6 - Argille inorganiche di alta plasticità.

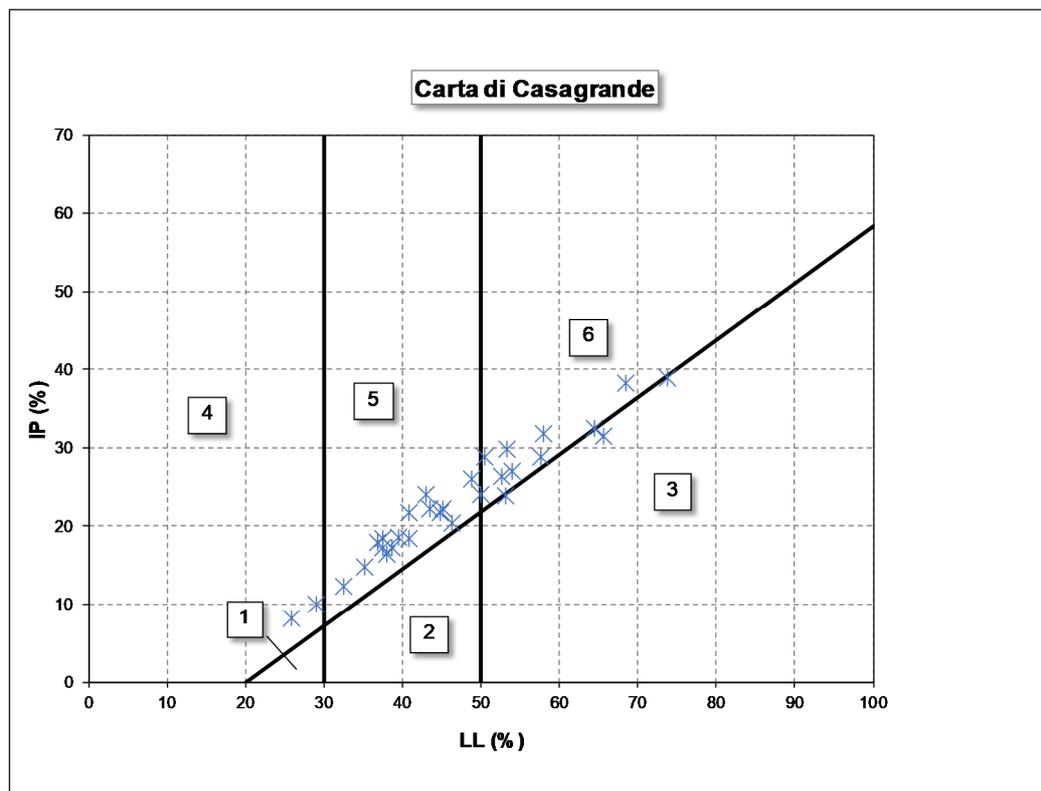


Figura 6.4-5. Formazione A-Carta di plasticità

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) risulta compreso tra 18.6 ÷ 21.6 kN/m<sup>3</sup> (Figura 6.4-6).

Il peso specifico dei grani è compreso fra 2.5 e 2.7 g/cm<sup>3</sup> (Figura 6.4-7).

L'indice dei vuoti iniziale ( $e_0$ ) risulta dell'ordine di 0.3÷0.8 (Figura 6.4-8)

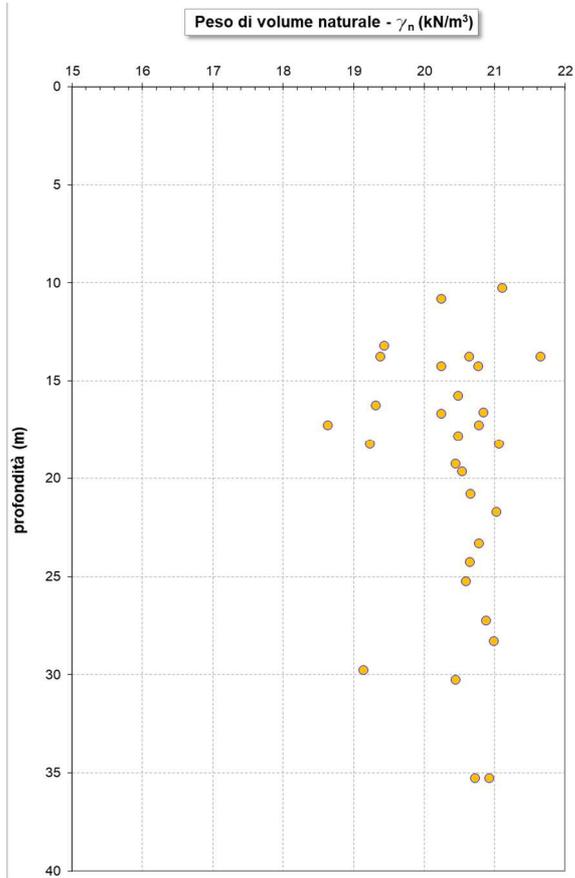


Figura 6.4-6. Formazione A – Peso di volume naturale

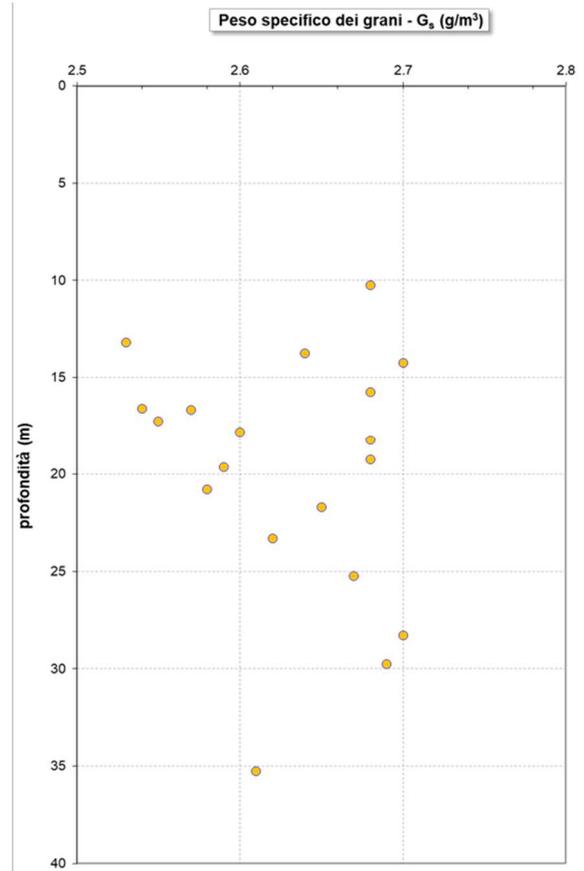


Figura 6.4-7. Formazione A – Peso specifico dei grani

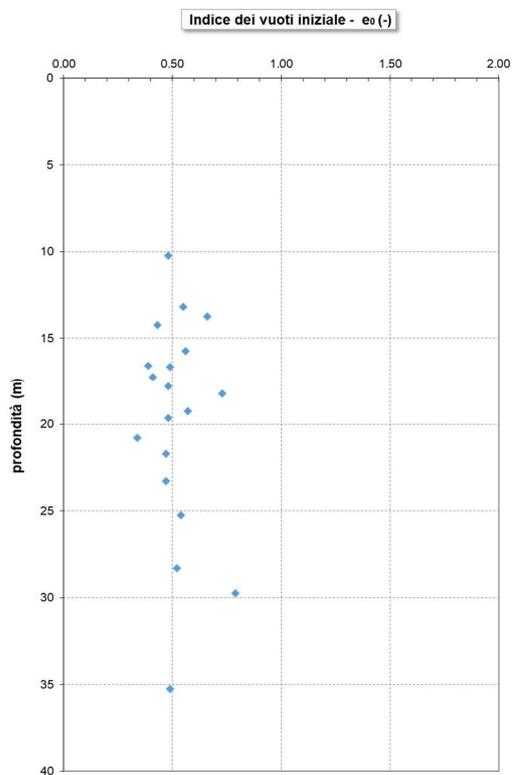


Figura 6.4-8. Formazione A – Indice dei vuoti iniziale

#### 6.4.2 STATO INIZIALE E PRESSIONI DI PRECONSOLIDAZIONE

Nella Figura seguente è riportato il valore grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come  $\sigma_{vp}/\sigma'_{vo}$ ) determinato dalle prove edometriche.

Le prove di laboratorio mostrano in generale la presenza di un materiale normalmente consolidato.

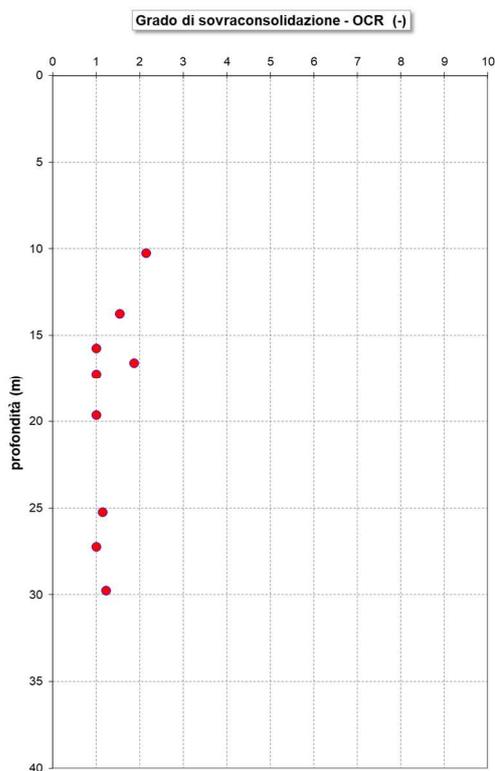


Figura 6.4-9. Formazione A – Grado di sovraconsolidazione

### 6.4.3 RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA

La resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) ottenuta dalle prove TX-UU risulta compresa tra 164 e 483 kPa, rappresentativa quindi di materiali coesivi da molto consistenti a duri:

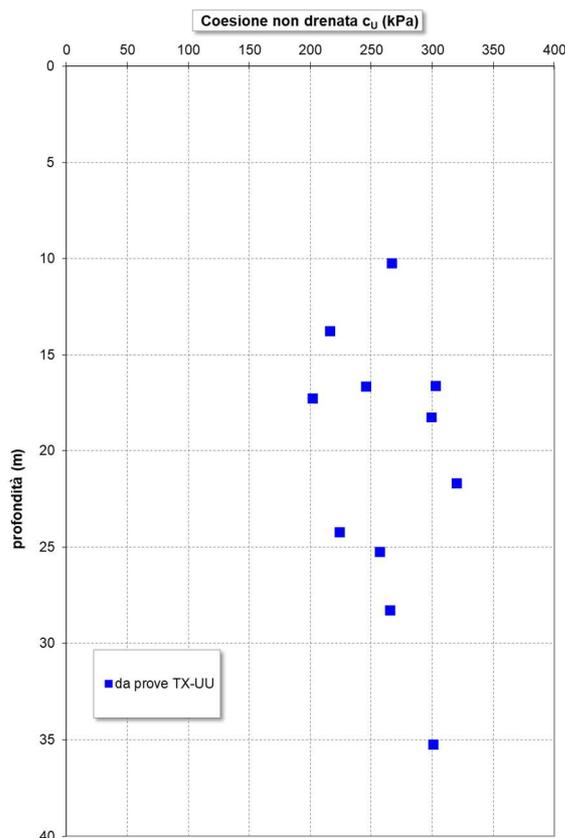


Figura 6.4-10. Formazione A- Resistenza al taglio non drenata da TX-UU

Si fa presente, che nonostante il numero di prove di laboratorio effettuate, dal confronto con il grado di sovraconsolidazione (all'incirca pari ad 1), si è ritenuto cautelativamente di considerare valori di resistenza non drenata compresi tra 150 – 200 kPa.

#### 6.4.4 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI SFORZI EFFICACI

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati desunti a partire dalle prove di laboratorio (taglio diretto TD, Prova triassiale TX-CIU).

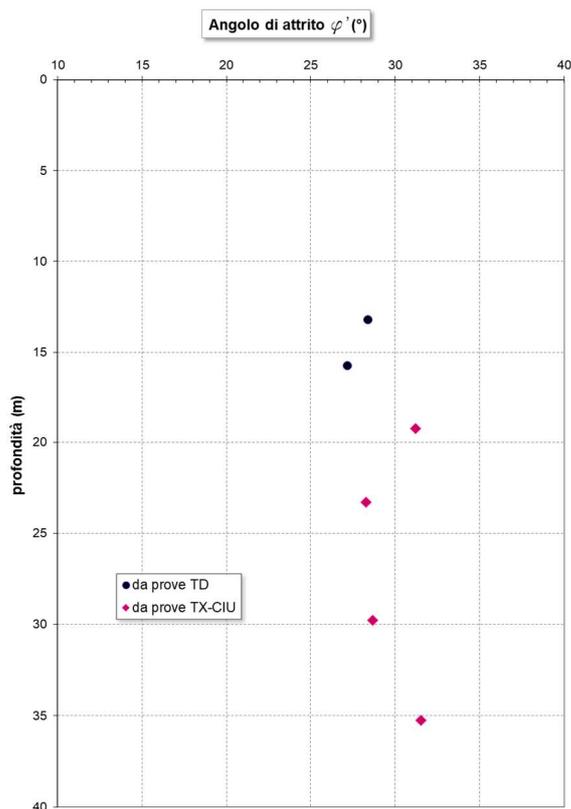


Figura 6.4-11. Angolo d'attrito

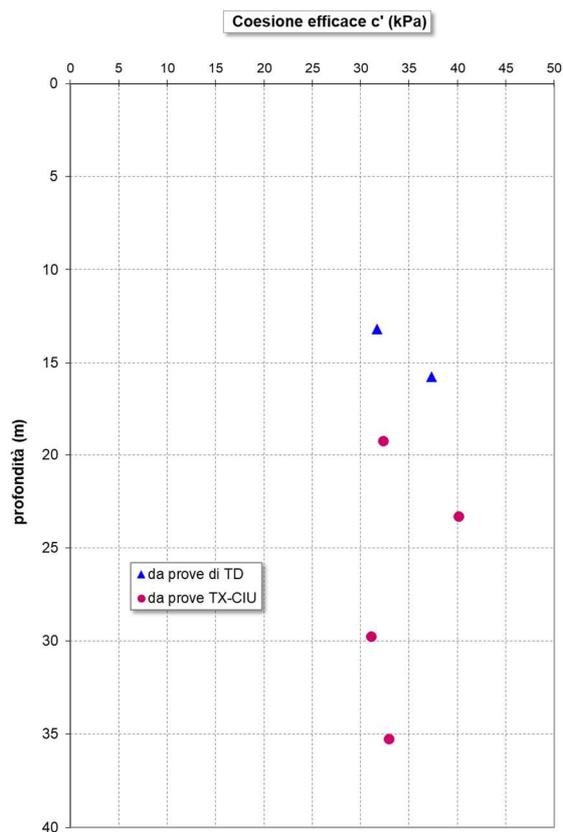


Figura 6.4-12. Formazione A- Coesione efficace

#### 6.4.5 PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ E CONSOLIDAZIONE IN CONDIZIONI EDOMETRICHE

Nelle Figure seguenti sono riportati i parametri di deformabilità e consolidazione in condizioni edometriche ottenuti dalla prove di laboratorio disponibili, in particolare:

- $C_c$  rapporto di compressione variabile da 0.11 a 0.27
- $C_s$  indice di rigonfiamento variabile da 0.01 a 0.07
- $E_{ed}$  modulo edometrico variabile da 6 a 15 MPa
- $c_v$  coefficiente di consolidazione in direzione verticale variabile da  $2.2 \times 10^{-4}$  a  $1.3 \times 10^{-3}$  (valutati nell'intorno superiore della tensione geostatica in sito).

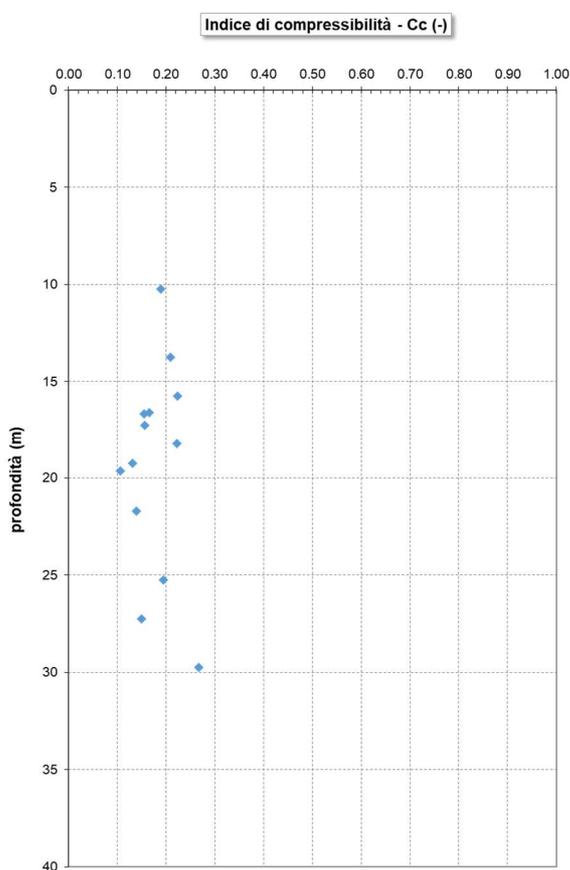


Figura 6.4-13. Formazione A – Indice di compressibilità

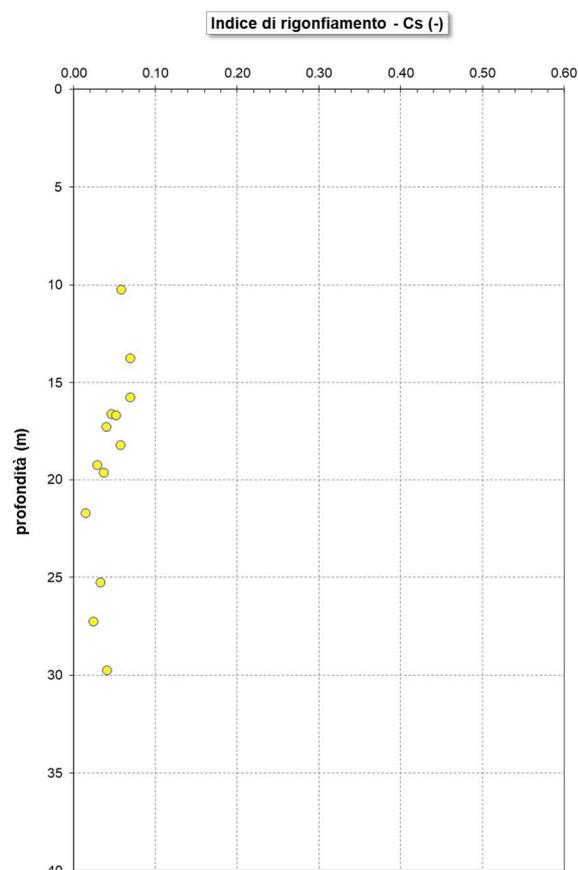


Figura 6.4-14. Formazione A – Indice di rigonfiamento

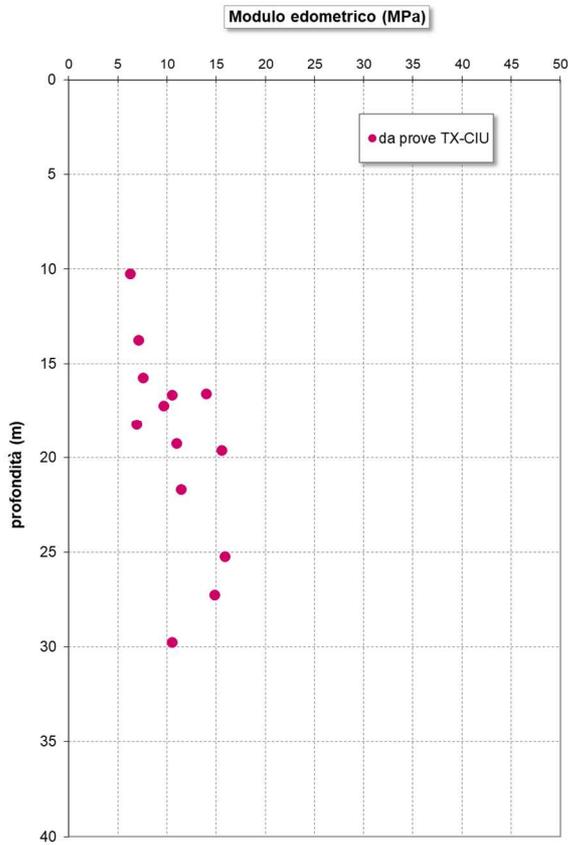


Figura 6.4-15. Formazione A - Modulo edometrico

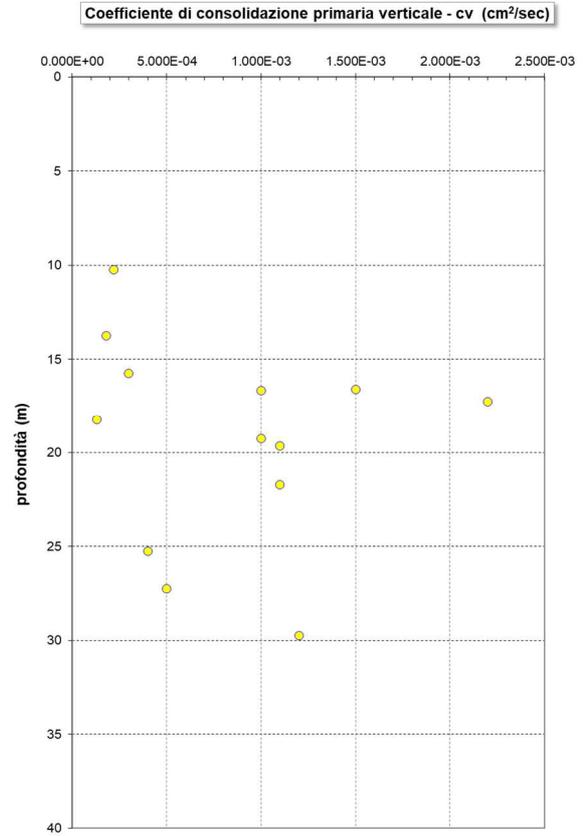


Figura 6.4-16. Formazione A - Coefficiente di consolidazione

## 6.4.6 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ DA PROVE DOWN-HOLE

### 6.4.6.1 Velocità delle onde di taglio

Le misure delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  sono quelle desunte dalle prove geofisiche down-hole eseguito in corrispondenza dei sondaggi S2,S15,S20 Figura 6.4-17.

### 6.4.6.2 Modulo di taglio a piccole deformazioni

A partire dai valori delle  $V_s$  desunte dalle prove down-hole sono stati ricavati i valori del modulo di taglio iniziale  $G_0$ . Nelle Figure seguenti sono riportati i risultati ottenuti Figura 6.4-18.

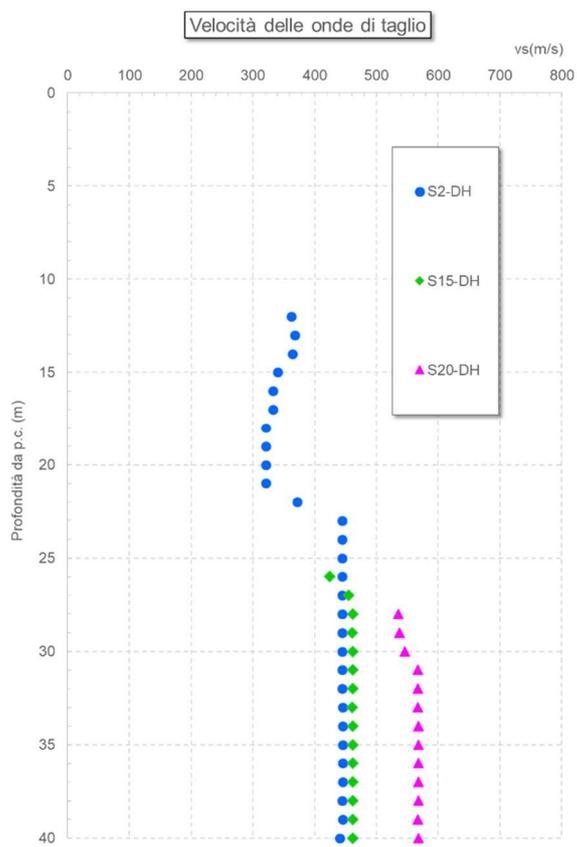


Figura 6.4-17. Formazione A -  $V_s$  da Down-Hole

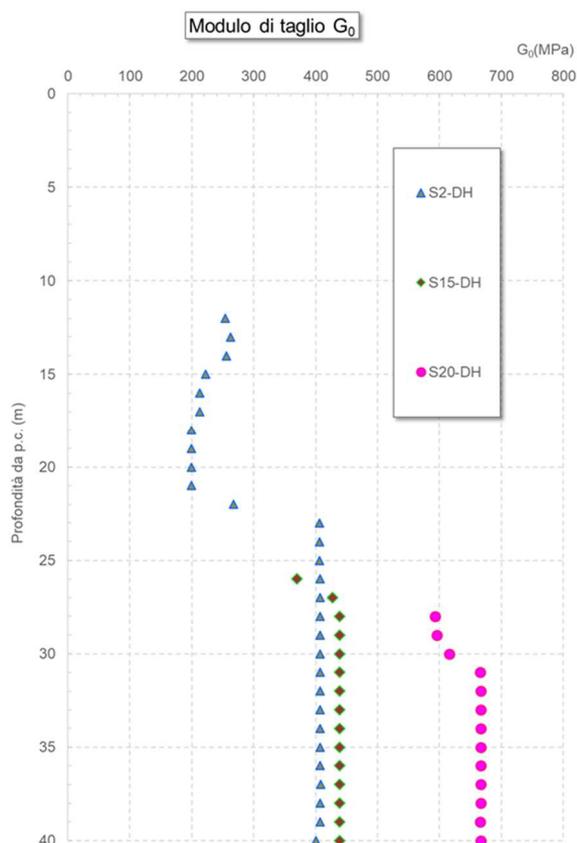


Figura 6.4-18. Formazione A -  $G_0$  da down-hole

### 6.4.6.3 Modulo elastico iniziale

I valori del modulo elastico iniziale a piccole deformazioni sono stati desunti a partire da valori di  $G_0$  tramite le note relazioni della teoria dell'elasticità (cfr. le *Figura 6.4-19*).

### 6.4.7 COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ

Nella Figura seguente si riportano i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove edometriche. Sulla base dei risultati si potrà assumere:

$$k_v = 1.99 \times 10^{-9} \div 2.4 \times 10^{-8} \text{ cm/sec} \quad \text{coefficiente di permeabilità in direzione verticale}$$

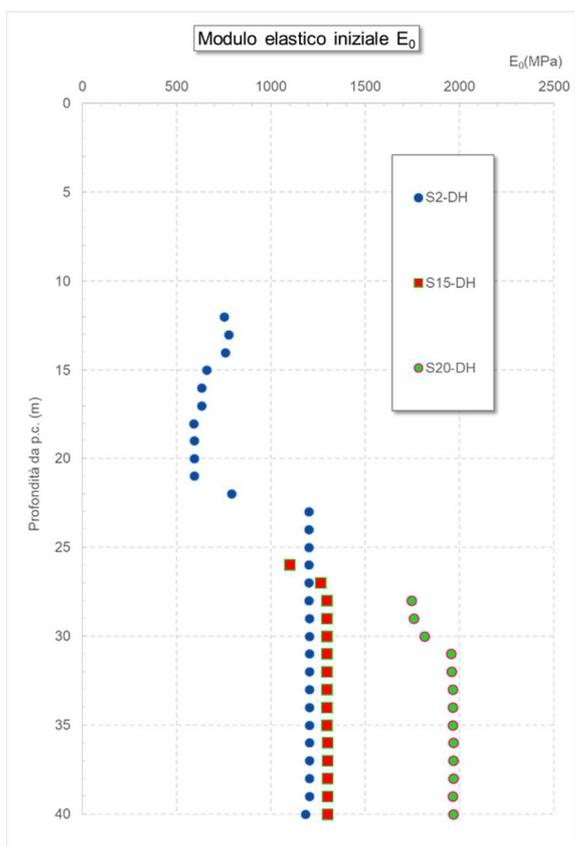


Figura 6.4-19. Formazione A - - Modulo  $E_0$

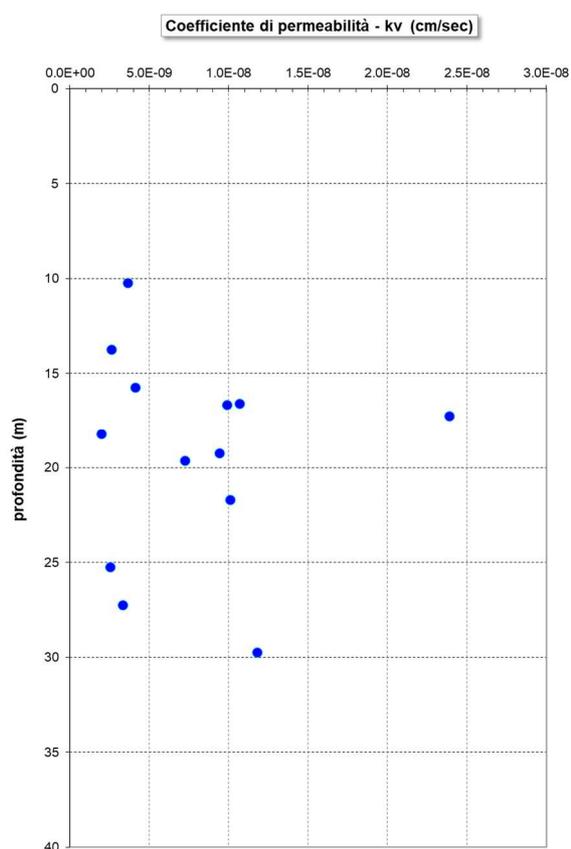


Figura 6.4-20. Formazione A - - Coefficiente di permeabilità

#### 6.4.8 TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA A

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella Tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione A.

<b>Parametri caratteristici</b>	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	19 ÷ 21
$C_u$ (kPa)	150 ÷ 200
$c'$ (kPa)	30 ÷ 40
$\phi'$ (°)	25° ÷ 28°
OCR	1 ÷ 2
$e_0$ (-)	0.34 ÷ 0.79
$C_c$ (-)	0.11 ÷ 0.27
$C_s$ (-)	0.01 ÷ 0.07
$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	1.3x10 <sup>-4</sup> ÷ 2.2x10 <sup>-3</sup>
$k$ (cm/s)	2.0x10 <sup>-9</sup> ÷ 2.4x10 <sup>-8</sup>
E ed	6 ÷ 15 MPa
	200 per z=10 ÷ 22 m
$G_o$ (MPa)	400 per z=22 ÷ 27 m 500 per z > 27 m
	590 per z=10 ÷ 22 m
$E_o$ (MPa)	1250 per z=22 ÷ 27 m 1500 per z > 27 m
	59 per z=10 ÷ 22 m
$E'_o/10$ (MPa)	125 per z=22 ÷ 27 m 150 per z > 27 m

#### Simbologia

$\gamma_n$  = peso di volume naturale;  
 $C_u$  = resistenza al taglio non drenata;  
 $c'$  = coesione in termini di tensioni efficaci;  
 $\phi'$  = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;  
OCR = grado di sovraconsolidazione;

$e_0$  = indice dei vuoti iniziale;  
 $C_c$  = indice di compressibilità  
 $C_s$  = Indice di rigonfiamento  
 $c_v$  = coefficiente di consolidazione primaria verticale;  
 $k_v$  = coefficiente di permeabilità in direzione verticale;  
 $E_{ed}$  = Modulo edometrico  
 $G_0$  = Modulo di taglio a piccole deformazioni;  
 $E_0$  = Modulo elastico a piccole deformazioni;  
 $E_0/10$  = Modulo elastico operativo.

## 7 DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE NUOVE OPERE

Il tracciato è articolato, come riportato nei paragrafi precedenti, in tre parti asse Nord –Sud, asse Ovest - Est e asse Est – Ovest; nel dettaglio le opere di interesse geotecnico per ciascuna tratta sono:

-ASSE NORD-SUD:

- o Cavalca-ferrovia sulla linea Lucca – Aulla di lunghezza 210m,
- o Cavalcavia dell'Acqua Calda di lunghezza 240m;
- o 2 scatolari sulla rotatoria est,
- o 18 opere di sostegno costituite da muri di sostegno e sottoscarpa;
- o 2 sottovia scatolari.

-ASSE OVEST-EST:

- o Viadotto di lunghezza 375m;
- o Prolungamento scatolare idraulico della Madonnina;
- o Tombini idraulici.

-ASSE EST-OVEST:

- o Cavalca-ferrovia sulla linea Firenze – Lucca di lunghezza 420 m;
- o Sottopasso ciclo- pedonale;
- o Muri andatori del Viadotto;
- o 2 scatolari, uno da prolungare e uno di nuova realizzazione.

## 9. RILEVATI

Le pendenze definitive dei rilevati sono previste 3/2 (H/V). I rilevati sull'intera tratta sono di altezza piuttosto elevata ( $h >> 2m$ ). Come riportato nei paragrafi precedenti, i litotipi più superficiali, le alluvioni, sono piuttosto scadenti e di conseguenza deve essere previsto un adeguato strato di bonifica. Per gli spessori di bonifica si rimanda a quanto riportato nella Relazione Geologica allegata al presente Progetto.

### 7.1.1 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

In accordo alla caratterizzazione geotecnica descritta nei paragrafi precedenti, le analisi sono state effettuate considerando per i terreni in sito e per il corpo dei rilevati i parametri geotecnici caratteristici e di progetto riportati nelle Tabella 7-1- Tabella 7-2. Per ogni sezione, dal profilo geotecnico di progetto, è stata ricavata la stratigrafia corrispondente.

Nell'area interessata dal tracciato in progetto, nel corso delle indagini eseguite, la falda è stata rilevata nei primi 5 m dal piano campagna, pertanto nelle analisi è stata considerata a 3 m dal p.c..

Terreni Tipo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_u$ [kPa]	$c'$ [kPa]	$\phi$ [°]	E [MPa]
Alluvioni (LSA)	19	40	20	25	10
Sabbie e ghiaie (GSL)	19	-	0	34	20
Argille (A)	19	150	30	25	50

Tabella 7-1 – Parametri geotecnici caratteristici.

Terreni Tipo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'_u$ (M2) kPa	$c'_d$ (M2) kPa	$\phi_d$ (M2) [°]
Alluvioni (LSA)	19	28	16	20
Sabbie e ghiaie (GSL)	19	-	0	28
Argille (A)	19	107	24	20

Tabella 7-2 – Parametri geotecnici di progetto.

Sezione	Terreni Tipo	Z iniziale m	Z finale m
23 – km 0+316	Sabbie e ghiaie (GSL)	0.0	10.7
	Argille (A)	10.7	32.7
49 – km 0+789	Alluvioni (LSA)	0.0	2.1
	Sabbie e ghiaie (GSL)	2.1	13.2
180 – km 3+324	Argille (A)	13.2	40
	Alluvioni (LSA)	0.0	1
	Sabbie e ghiaie (GSL)	1	16.5
218 – km 4+200	Argille (A)	16.5	30
	Alluvioni (LSA)	0.0	3.3
	Sabbie e ghiaie (GSL)	3.3	21.1
	Argille (A)	21.1	30

Tabella 7-3 – Stratigrafie Asse N-S.

Sezione	Terreni Tipo	Z iniziale m	Z finale m
32 – km 0+540	Alluvioni (LSA)	0.0	3.3
	Sabbie e ghiaie (GSL)	3.3	21.1
	Argille (A)	21.1	30

Tabella 7-4 – Stratigrafie Asse O-E.

Sezione	Terreni Tipo	Z iniziale m	Z finale m
176 – km 3+799	Alluvioni (LSA)	0.0	3.9
	Sabbie e ghiaie (GSL)	3.9	10.6
	Argille (A)	10.6	31.6
178 – km 3+839	Alluvioni (LSA)	0.0	4.4
	Sabbie e ghiaie (GSL)	4.4	11.4
	Argille (A)	11.4	39
180 – km 3+879	Bonifica (BON)	0.0	1
	Alluvioni (LSA)	1.0	4.2
	Sabbie e ghiaie (GSL)	4.2	11.1
	Argille (A)	11.1	30
182 – km 3+908	Bonifica (BON)	0.0	1
	Alluvioni (LSA)	1.0	6.4
	Sabbie e ghiaie (GSL)	6.4	12.8
	Argille (A)	12.8	44

*Tabella 7-5 – Stratigrafie Asse E-O.*

## 7.1.2 STIMA DEL POTENZIALE DEI CEDIMENTI

Per i rilevati è necessario verificare anche le condizioni di funzionalità. Infatti, il cedimento teorico da scontare a termine lavori deve risultare inferiore al 10% del totale a fine consolidazione e comunque inferiore a 5 cm così come indicato nelle norme tecniche ANAS.

### 7.1.2.1 ANALISI DEI CEDIMENTI

Per i differenti tratti del tracciato di progetto sono stati valutati i cedimenti dei rilevati nelle condizioni di massimo carico. Si è inoltre prestata attenzione alle successioni lito-stratigrafiche più critiche nelle quali le alluvioni superficiali presentano spessori superiori ai 3 m.

I rilevati che verranno realizzati sul tracciato in progetto presentano altezze molto variabili. L'asse Nord-Sud e l'asse Est-Ovest presentano i rilevati di altezza dell'ordine dei 9 m, mentre sull'asse Ovest-Est non vengono superati i 5 m.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa della stima dei cedimenti condotta. In presenza di terreni di tipo coesivo, è stata effettuata la valutazione del tempo necessario alla dissipazione del 90% del cedimento teorico.

La stima è stata eseguita considerando che la falda fosse ad una profondità di 3 m dal piano campagna e come coefficiente di consolidazione verticale  $2.2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  e  $4.4 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ , rispettivamente per la formazione argillosa e per le alluvioni.

Dai risultati riportati in Tabella 7-6 si evince che l'asse Est-Ovest presenta i cedimenti maggiori, pertanto sarà necessario bonificare lo strato superiore di almeno 80 cm. Inoltre a seguito della costruzione, bisognerà attendere lo sconto dei cedimenti che avverrà nell'arco temporale di sei mesi.

INTERVENTO	prog.ve	Sezione di riferimento	Z <sub>ini</sub> [m da p.c.]	Z <sub>fin</sub> [m da p.c.]	Spessore [m]	Stratigrafia	H rilevato [m]	w <sub>i</sub> [cm]	w <sub>tot</sub> [cm]	w <sub>c</sub> [cm]	t [gior-ni]	t [an-ni]	δ [cm]	
<b>Asse Nord-Sud</b>														
Asse Principale	0+316	23	0.0	10.7	10.7	GSL	6	5.08	8.113	3.032	21593	59.2	2.73	
			10.7	32.7	22.0	A		3.03						
	0+789	49	0.0	2.1	2.1	LSA	7.5	2.70	13.523	2.70	25	-	-	2.43
			2.1	13.2	11.1	GSL		6.77						
			13.2	40.0	26.8	A		4.05						
	3+324	180	0.0	1.0	1.0	LSA	5	0.90	7.915	0.90	6	-	-	0.81
			1.0	16.5	15.5	GSL		5.72						
			16.5	30.0	13.5	A		1.30						
	4+200	218	0.0	3.3	3.3	LSA	5	2.69	9.609	2.69	61	-	-	2.42
			3.3	21.1	17.9	GSL		6.16						
			21.1	29.5	8.4	A		0.76						
	<b>Asse Ovest-Est - TRATTO 2</b>													
Asse Principale e collegamento via del Margnone	0+540	32	0.0	2.9	2.9	LSA	5	1.80	9.771	1.80	47	-	-	1.62
			2.9	26.9	24.0	GSL		7.67						
			26.9	30.0	3.1	A		0.31						
<b>Asse Est-Ovest</b>														
Asse principale	3+908	182	0.0	1.0	1.0	BON	9	0.81	19.67	7.97	163	-	-	7.17
			1.0	6.4	5.4	LSA		7.97						
			6.4	12.8	6.4	GSL		5.17						
			12.8	43.8	31.0	A		5.73						
	3+859÷3+879	179/180	0.0	1.0	1.0	BON	7	0.63	13.263	3.75	57	-	-	3.38
			1.0	4.2	3.2	LSA		3.75						
			4.2	11.1	6.9	GSL		4.59						
			11.1	41.1	30.0	A		4.29						
	3+839	178	0.0	4.4	4.4	LSA	6	4.2	11.21	4.29	108	-	-	3.8

							9	7				6
			4.4	11.4	7.0	GSL	3.4					
			11.4	39.0	27.6	A	3.4		3.47	34976	95.8	3.12
	3+799	176	0.0	3.9	3.9	LSA	2.6		2.69	85	-	2.42
			3.9	10.6	6.7	GSL	2.8					
			10.6	31.6	21.0	A	2.2		2.23	19674	53.9	2.01
								7.804				

Tabella 7-6 – Riepilogo dei cedimenti dei rilevati.

Il cedimento di consolidazione secondaria è stato valutato per la formazione LSA, prendendo in considerazione la condizione più gravosa per la valutazione dello stesso.

Il cedimento di consolidazione secondario ( $w_s$ ) è stato stimato tramite la seguente espressione:

$$w_s = C_{\alpha\epsilon} \cdot H_0 \cdot \log(t/t_{100})$$

dove:

$H_0$  = spessore dello strato compressibile

$t_{100}$  = tempo al quale si esaurisce il cedimento di consolidazione primaria

$C_{\alpha\epsilon}$  = coefficiente di consolidazione secondaria

Il coefficiente di consolidazione secondaria è stato valutato in base alle curve cedimenti-tempo delle prove edometriche disponibili, secondo la formulazione di seguito riportata:

$$c_{\alpha} : c_{\alpha,\epsilon} = \frac{-\Delta\epsilon}{\Delta \log t} = \frac{-\Delta w_s / h_o}{\Delta \log t} = \frac{\tan \alpha}{h_o}$$

In base alla tensione di prova e alla tensione di preconsolidazione è stata costruita una curva analoga alla Figura 7-1.

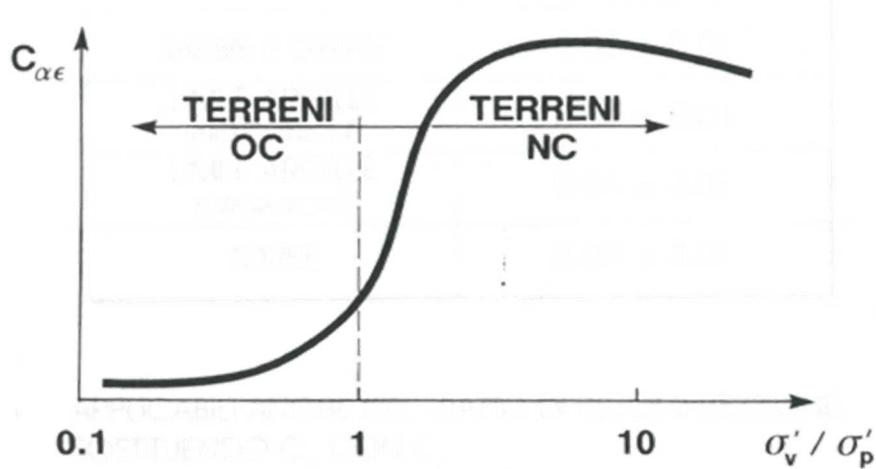


Figura 7-1 - Andamento di  $C_{\alpha\epsilon}$  con la storia tensionale.

In Figura 7-2 è possibile apprezzare come i valori determinati mostrino un andamento crescente con lo stato tensionale ma senza punti di flesso in quanto i campioni di terreno sottoposti a prova sono fortemente sovraconsolidati ( $OCR = 6 \div 7$ ). In base al valore tensionale in presenza del rilevato, è stato determinato il valore del rapporto  $\sigma'_v / \sigma'_p = 0.53$ , il quale ha permesso di calcolare il coefficiente di consolidazione. Questo è dato dalla media del valore derivante dall'interpolazione dei dati disponibili.

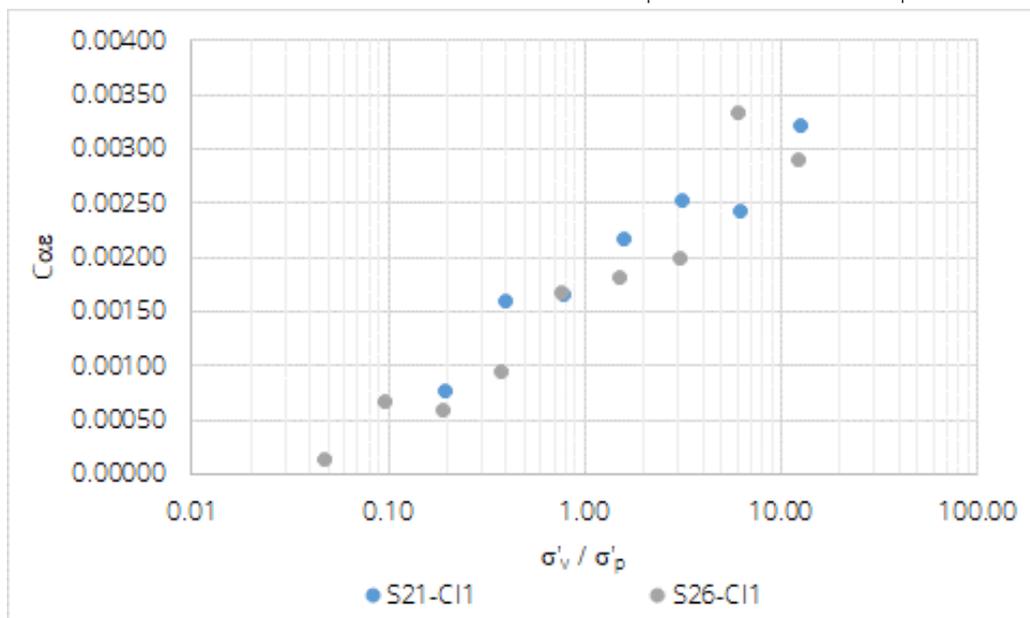


Figura 7-2 - Andamento del coefficiente  $C_{\alpha\epsilon}$  per le prove edometriche nella formazione LSA.

In base ai valori riportati in Tabella 7-7 e Tabella 7-8, è stato assunto un valore pari a 0.00143, che per un tempo di riferimento di 10 anni genera un cedimento di creep di circa 10.9 mm in corrispondenza di uno spessore della formazione LSA di 6.2 m. Se si considera che verranno eseguite anche opere di boni-

fica, il cedimento secondario si riduce a circa 9.5 mm. Si può concludere che i valori determinati sono pressoché trascurabili.

PROVINO S21-C11				
Incremento di carico	$\Delta\sigma'_v$ [kPa]	$C\alpha\varepsilon$	$\sigma'_p$ [kPa]	$\sigma'_v/\sigma'_p$ [kPa]
3	25-50	0.00076		0.1969
4	50-100	0.00159		0.3937
5	100-200	0.00167		0.7874
6	200-400	0.00217	254	1.5748
7	400-800	0.00252		3.1496
8	800-1600	0.00242		6.2992
9	1600-3200	0.00321		12.5984

Tabella 7-7 - Valori di  $C\alpha\varepsilon$  per il campione del sondaggio S21.

PROVINO S26-C11				
Incremento di carico	$\Delta\sigma'_v$ [kPa]	$C\alpha\varepsilon$	$\sigma'_p$ [kPa]	$\sigma'_v/\sigma'_p$ [kPa]
1	0-12.5	0.00014		0.0475
2	12.5-25	0.00067		0.0951
3	25-50	0.00059		0.1901
4	50-100	0.00095		0.3802
5	100-200	0.00167	263	0.7605
6	200-400	0.00182		1.5209
7	400-800	0.00198		3.0418
8	800-1600	0.00334		6.0837
9	1600-3200	0.00291		12.1673

Tabella 7-8 - Valori di  $C\alpha\varepsilon$  per il campione del sondaggio S26.

### 7.1.3 VERIFICA DI STABILITA'

Per le verifiche di stabilità globale dei rilevati in progetto è stato utilizzato il codice di calcolo SLOPE. Come previsto da NTC 2018 le verifiche sono state condotte sia in condizioni statiche (§6.8.2) sia in condizioni sismiche (§7.11.4). Il calcolo è stato eseguito ricorrendo alla teoria dell'equilibrio limite (metodo di Bishop).

### 7.1.3.1 Criteri di verifica in condizioni statiche

In accordo al § 6.8.2 delle NTC18, le verifiche di stabilità di manufatti di materiali sciolti devono essere effettuate:

- rispettando la condizione  $E_d \leq R_d$  (ove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione, ed  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico) e verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici;
- seguendo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) e tenendo conto dei seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale (A2)
	-	-
Permanenti	favorevole	1.0
	sfavorevole	1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	0.0
	sfavorevole	1.3
Variabili	favorevole	0.0
	sfavorevole	1.3

Tabella 7-9 – Coefficienti parziali sulle azioni

PARAMETRO	Coefficiente Parziale (M2)
$\tan \phi_k$	1.25
$c'_k$	1.25
$c_{uk}$	1.4
$\gamma$	1.0

Tabella 7-10 – Coefficienti parziali sui parametri

$\gamma_R$	1.1
------------	-----

Tabella 7-11 – Coefficienti parziali sulle resistenze

### 7.1.3.2 CRITERI DI VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

In accordo al § 7.11.4 delle NTC18, l'analisi delle condizioni di stabilità dei rilevati può essere eseguita mediante metodi pseudostatici. Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ .

L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come

$$F_h = k_h \times W \text{ ed } F_v = k_v \times W,$$

I coefficienti sismici  $k_h$  (orizzontale) e  $k_v$  (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tabella 7-12):

SLV	SLD
$\beta_s$	$\beta_s$
0.38	0.47

Tabella 7-12 – Coefficiente  $\beta_s$  (§7.11.4 – DM 17/01/2018).

La verifica di stabilità globale costituisce una verifica di Salvaguardia della Vita (SLV), pertanto i coefficienti sismici riportati nella tabella seguente sono relativi ad un evento con tempo di ritorno pari a 712 anni. I valori dell'accelerazione massima sono stati determinati dalle analisi di risposta sismica locale riportate nella relazione sismica.

Stato Limite	$a_{max}$ [g]	$T_R$ [anni]	$k_h$ [g]	$k_v$ [g]
SLV	0.229	712	0.087	$\pm 0.043$

Tabella 7-13 – Valori dell'accelerazione equivalente di progetto  $k_h$  per le verifiche di stabilità globale.

### 7.1.3.3 RISULTATI DELLE ANALISI

Le analisi delle condizioni di stabilità globale dei rilevati sono state svolte ricorrendo alla teoria dell'equilibrio limite, mediante l'ausilio del programma di calcolo GeoStudio 2012; tra i metodi di calcolo proposti è stato scelto il metodo di Bishop.

Come già esplicitato, le verifiche sono state condotte in accordo alla normativa vigente (NTC 2018), sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche nelle sezioni ritenute più significative.

Tali sezioni sono state modellate geometricamente, ad ognuna è stata assegnata la stratigrafia desunta dal modello geotecnico del sottosuolo. Per le analisi in condizioni statiche è stata considerata la presen-

za di un sovraccarico stradale ( $q_k = 20$  kPa) che, in accordo con i coefficienti riportati in Tabella 7-9, è stato amplificato del fattore 1.5 ( $q_d = 30$  kPa).

La verifica a stabilità globale si considera soddisfatta quando la superficie di scorrimento più critica fra quelle possibili corrisponde ad un fattore di sicurezza  $\geq 1.1$  in condizioni statiche e  $\geq 1.2$  in presenza di sisma; ovvero, in accordo alla terminologia della normativa (Par. 6.2.4 delle NTC 2018):

$$R_d / E_d \geq \gamma_R$$

Nelle figure seguente si riportano le superfici di scorrimento critiche, dalle quali si evince che la stabilità globale dei rilevati è sempre verificata, essendo:

#### Asse Nord-Sud

##### Sezione 49

- Condizioni statiche:  $R_d / E_d = 1.59 > 1.1$
- Condizioni sismiche ( $k_v$  positivo):  $R_d / E_d = 1.55 > 1.2$
- Condizioni sismiche ( $k_v$  negativo):  $R_d / E_d = 1.64 > 1.2$

##### Sezione 218

- Condizioni statiche:  $R_d / E_d = 1.53 > 1.1$
- Condizioni sismiche ( $k_v$  positivo):  $R_d / E_d = 1.73 > 1.2$
- Condizioni sismiche ( $k_v$  negativo):  $R_d / E_d = 1.83 > 1.2$

#### Asse Ovest-Est

##### Sezione 32

- Condizioni statiche:  $R_d / E_d = 1.76 > 1.1$
- Condizioni sismiche ( $k_v$  positivo):  $R_d / E_d = 1.93 > 1.2$
- Condizioni sismiche ( $k_v$  negativo):  $R_d / E_d = 2.05 > 1.2$

#### Asse Est- Ovest

##### Sezione 182

- Condizioni statiche:  $R_d / E_d = 1.53 > 1.1$
- Condizioni sismiche ( $k_v$  positivo):  $R_d / E_d = 1.22 > 1.2$
- Condizioni sismiche ( $k_v$  negativo):  $R_d / E_d = 1.29 > 1.2$

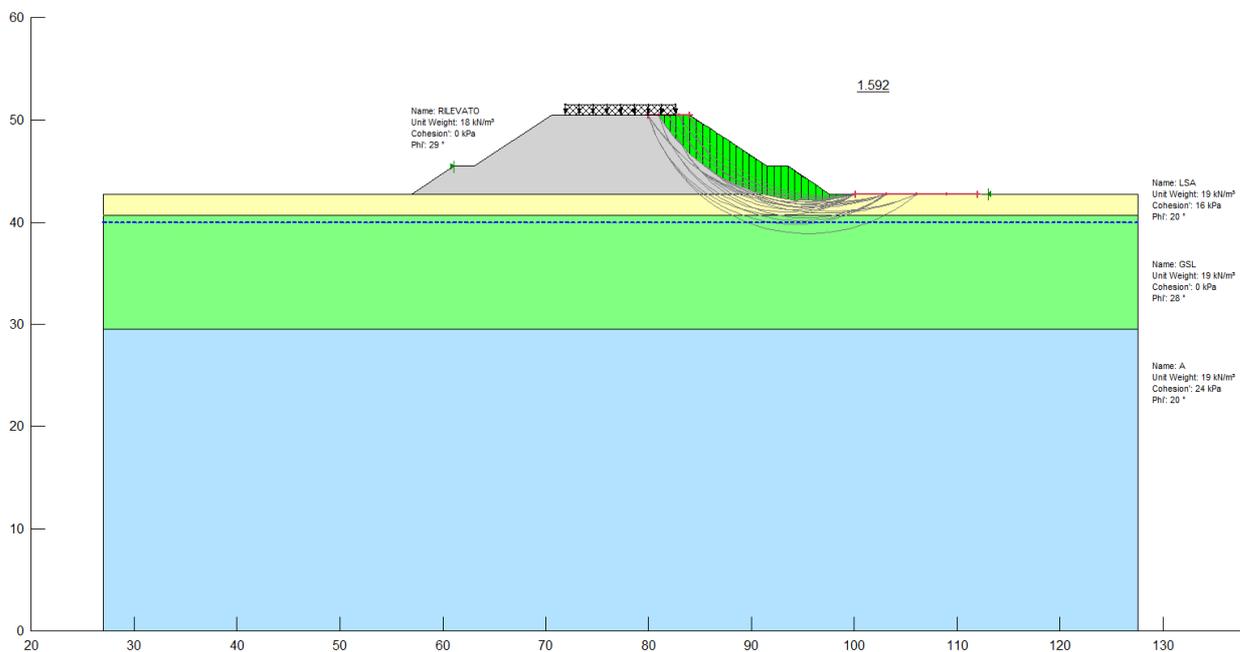


Figura 7-3 – Asse N-S – Sezione 49: verifica di stabilità globale in condizioni statiche.

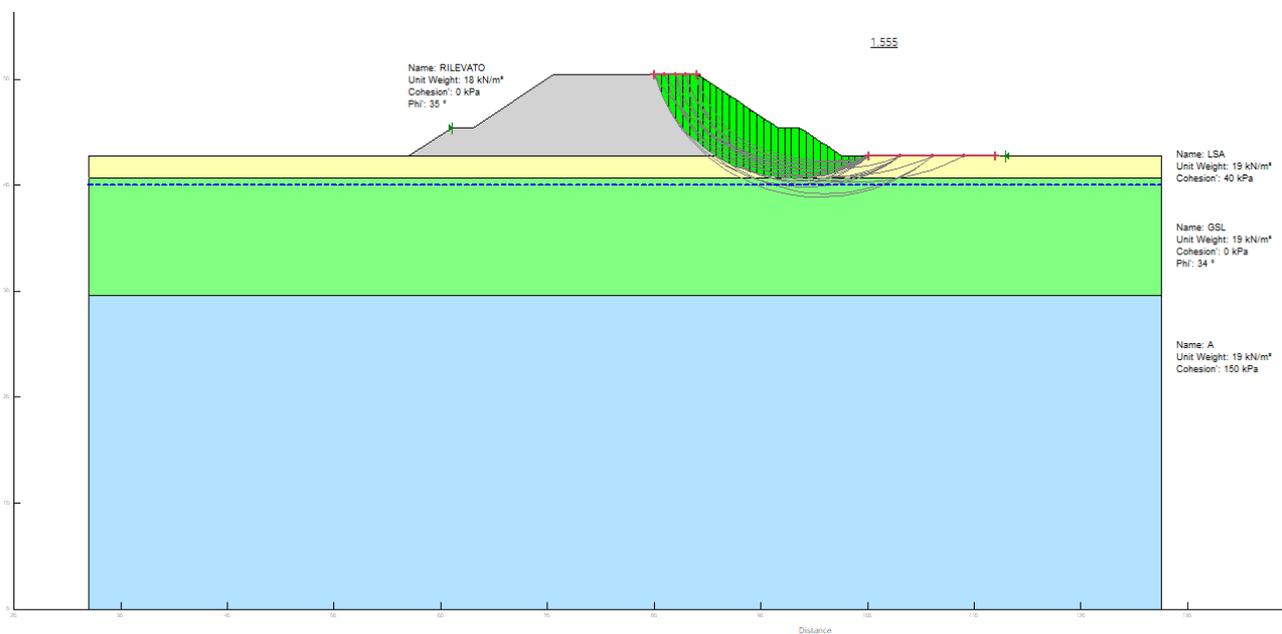


Figura 7-4 – Asse N-S – Sezione 49: verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ( $k_v$  positivo).

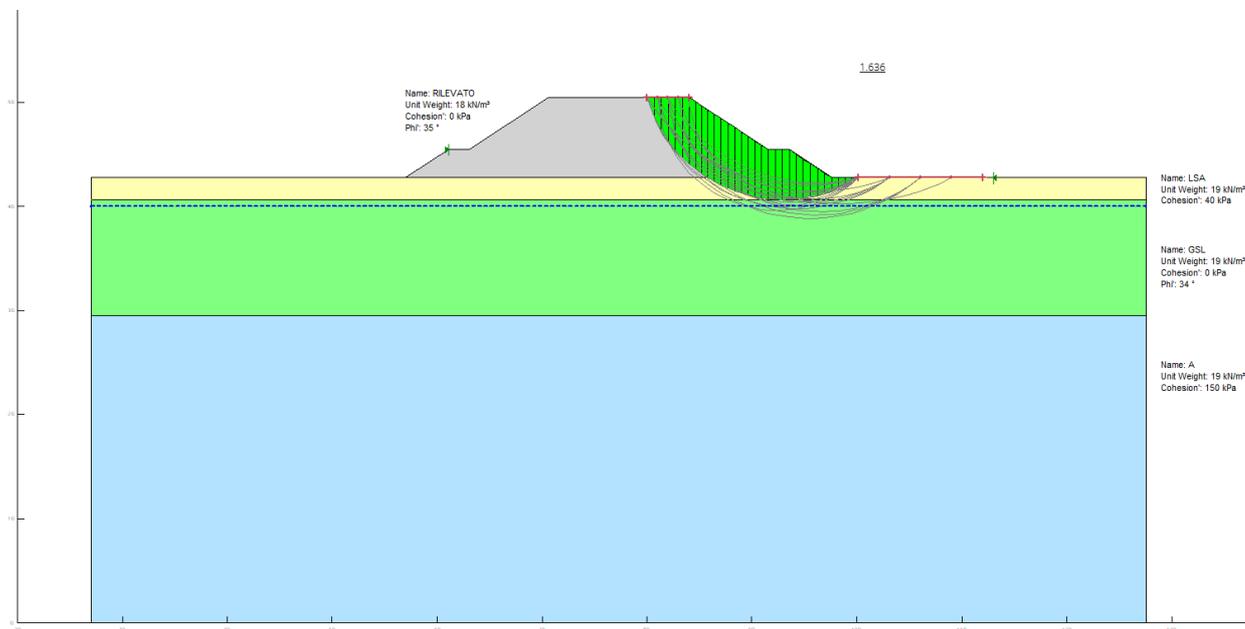


Figura 7-5 – Asse N-S – Sezione 49: verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ( $k_v$  negativo).

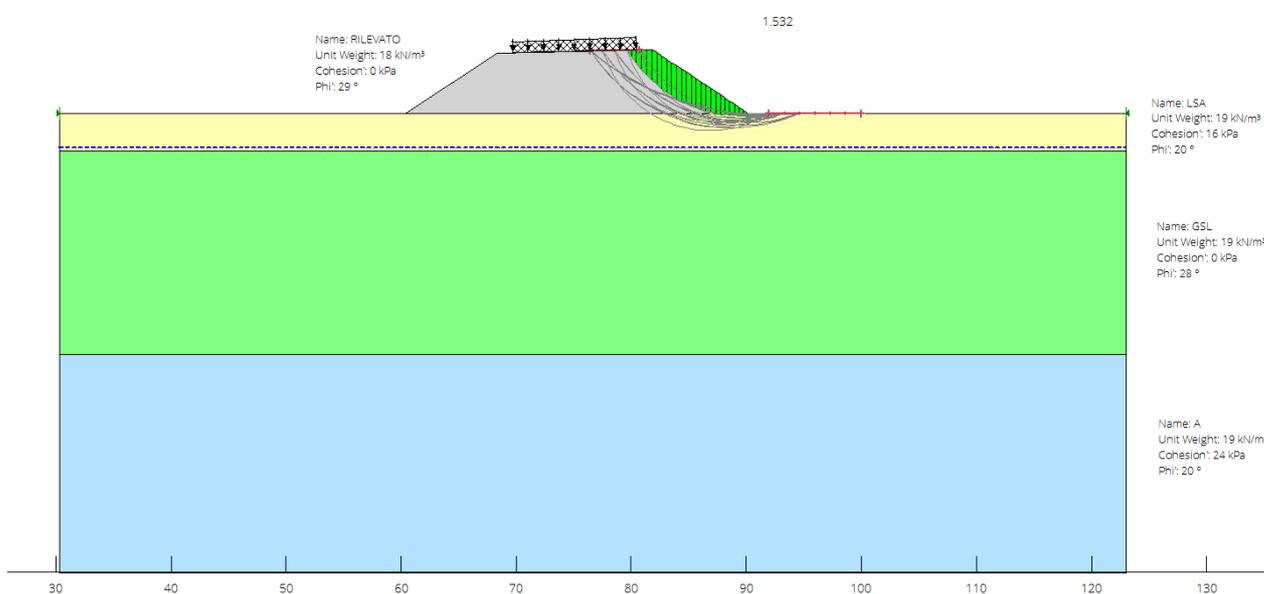


Figura 7-6 – Asse N-S – Sezione 218: verifica di stabilità globale in condizioni statiche.

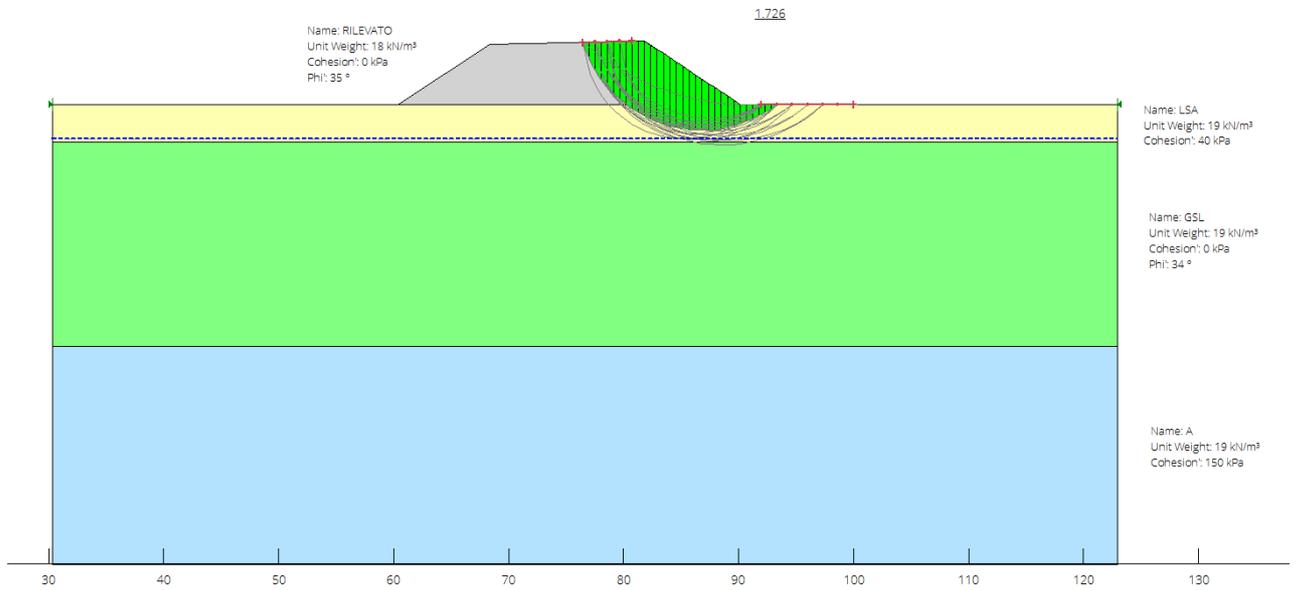


Figura 7-7 – Asse N-S – Sezione 218: verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ( $k_v$  positivo).

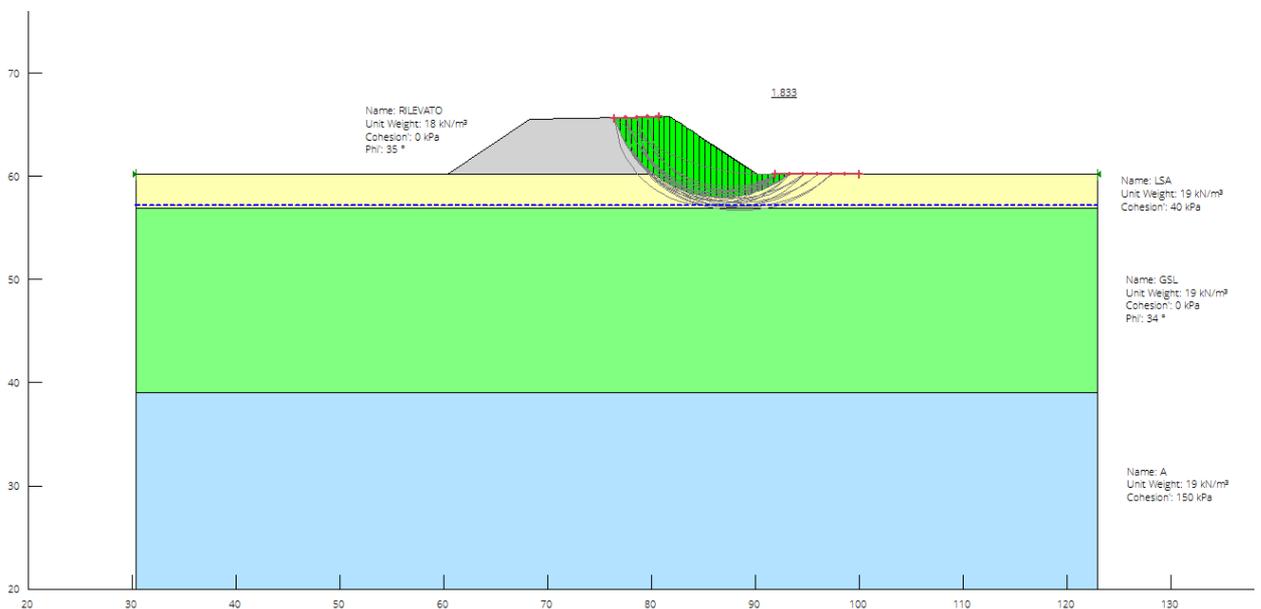


Figura 7-8 – Asse N-S – Sezione 218: verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ( $k_v$  negativo).

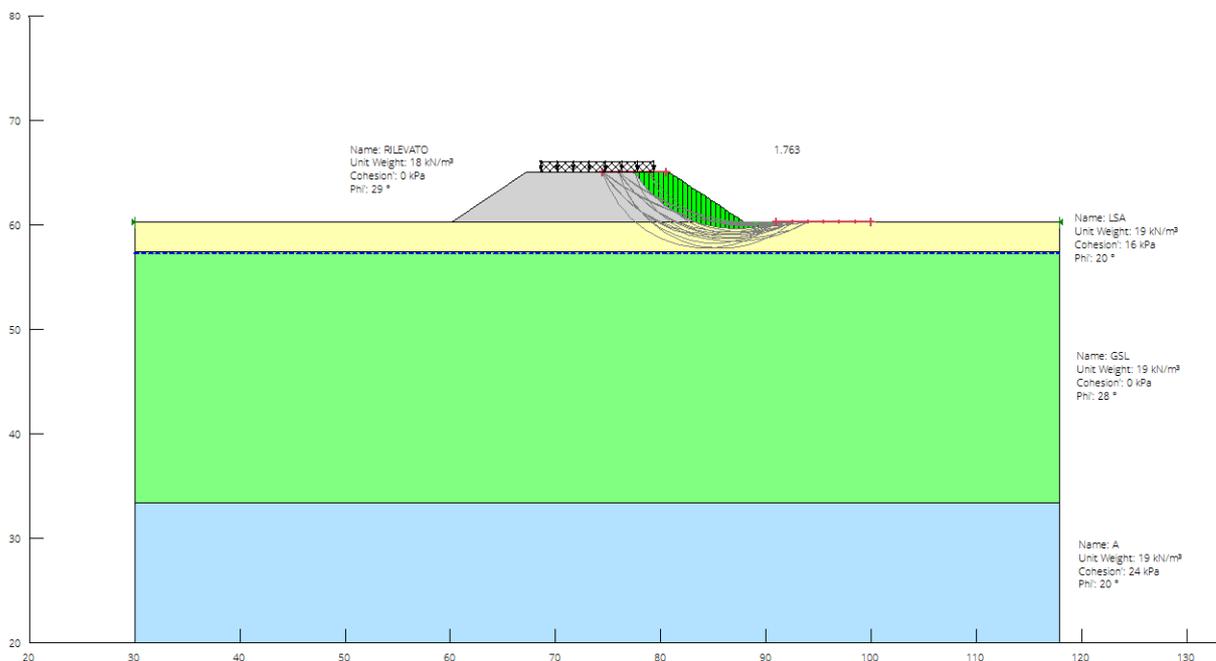


Figura 7-9 – Asse O-E – Sezione 32: verifica di stabilità globale in condizioni statiche.

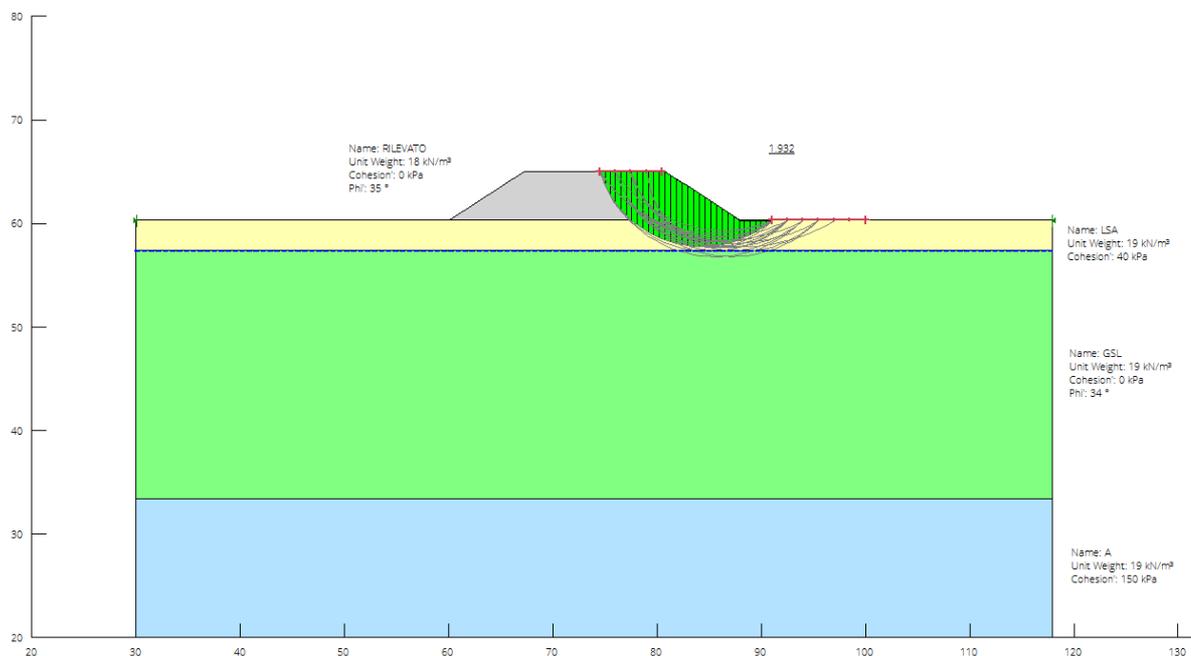


Figura 7-10 – Asse O-E – Sezione 32: verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ( $k_v$  positivo).

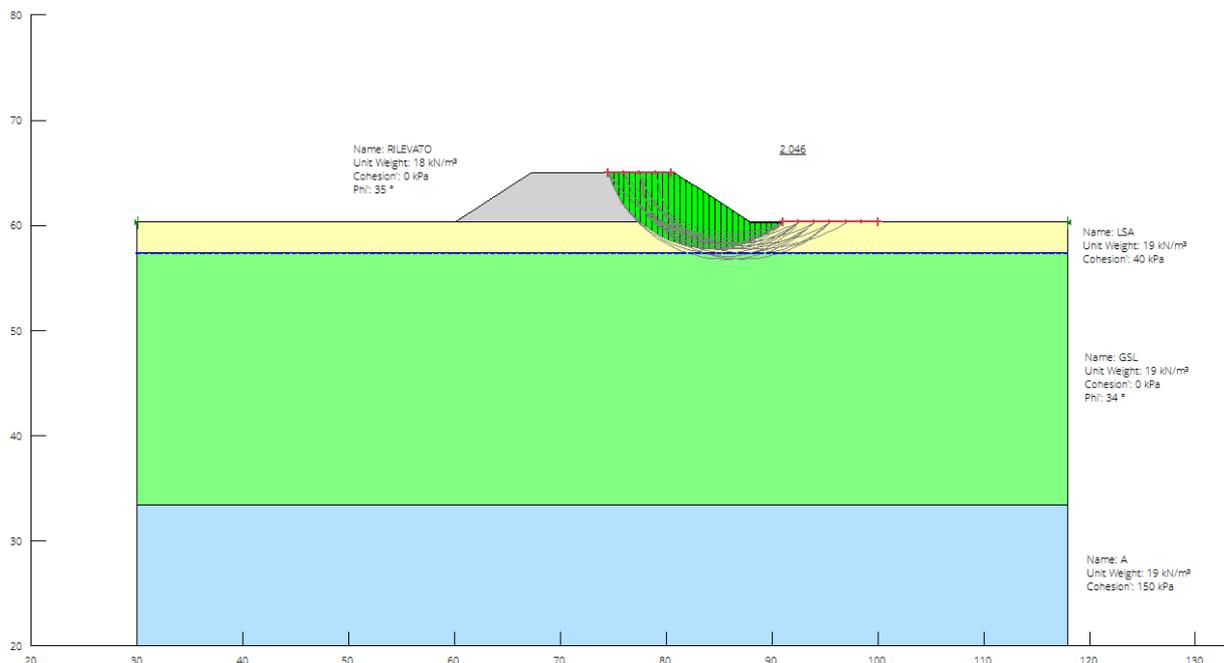


Figura 7-11 – Asse O-E – Sezione 32: verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ( $k_v$  negativo).

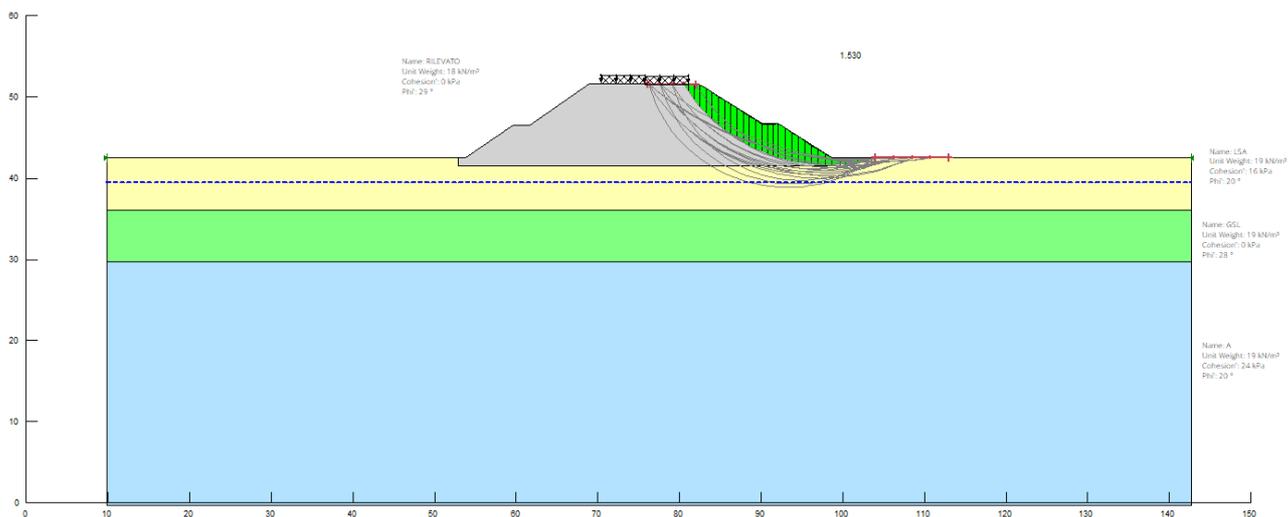


Figura 7-12 – Asse E-O – Sezione 182: verifica di stabilità globale in condizioni statiche.

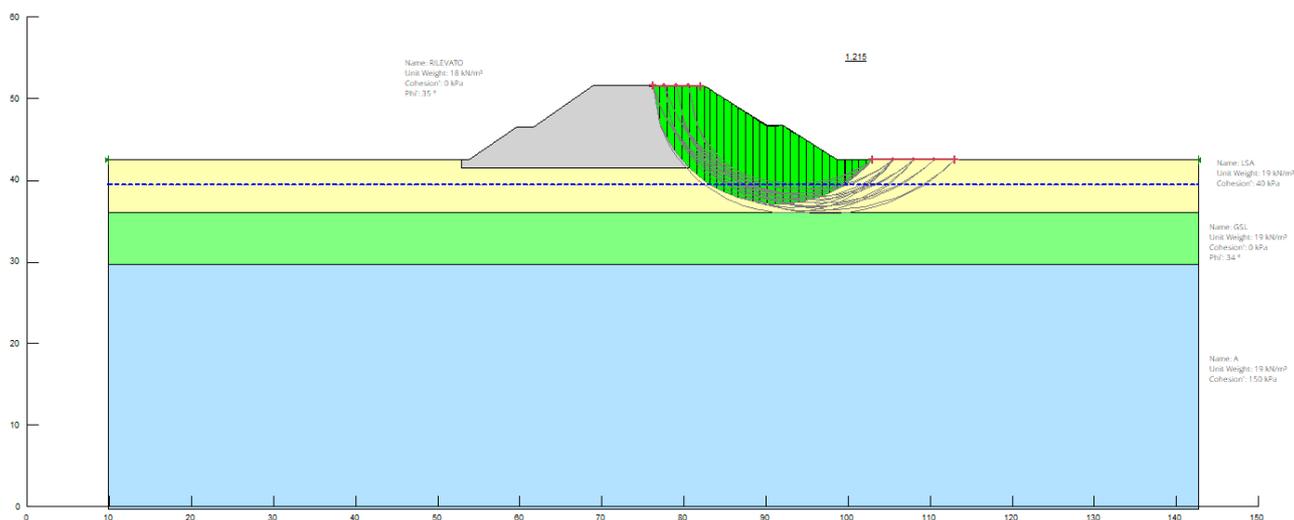


Figura 7-13 – Asse E-O – Sezione 182: verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ( $k_v$  positivo).

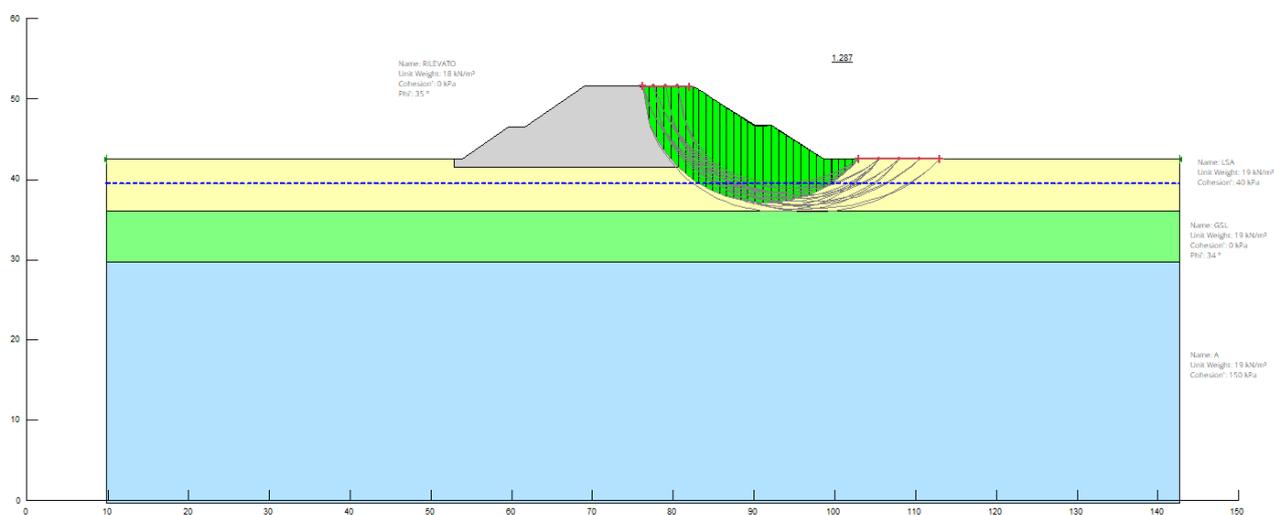


Figura 7-14 – Asse E-O – Sezione 182: verifica di stabilità globale in condizioni sismiche ( $k_v$  negativo).

## 10. OPERE D'ARTE MINORI: MURI E OPERE PROVVISORIALI

Per le verifiche dei muri di sostegno e sottoscampa e per le opere provvisorie delle opere minori (scatolari, sottovia e muri) si rimanda alle specifiche Relazioni di calcolo allegate al presente Progetto.

## 11. OPERE D'ARTE MAGGIORI: FONDAZIONI

Le verifiche delle fondazioni delle opere d'arte principali sono state riportate, in base a quanto definito nella presente Relazione Geotecnica, in specifiche relazioni di calcolo che comprendono anche le verifiche delle eventuali opere di sostegno provvisorie per la realizzazione degli scavi.

Si rimanda inoltre agli elaborati grafici specifici delle opere d'arte principali per quanto riguarda le modalità esecutive delle fondazioni (per es il ricorso all'utilizzo del lamierino o alla necessità di consolidare il terreno di fondazione).