

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J71H92000020011

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA MILANO – GENOVA
QUADRUPPLICAMENTO TORTONA-VOGHERA**

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA INTERVENTO

Relazione geotecnica generale

SCALA:

-

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

I Q 0 1 0 1 R 2 6 R B G E 0 0 0 5 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	G. Grimaldi 	Settembre 2021	N. Carella 	Settembre 2021	M. Berlingieri 	Settembre 2021	A. Perego Settembre 2021

File: IQ0101R26RBGE0005001A

n. Elab.:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA MILANO – GENOVA QUADRUPPLICAMENTO LINEA TORTONA-VOGHERA					
	Relazione Geotecnica generale	COMMESSA IQ01	LOTTO 01	CODIFICA R 26 RB	DOCUMENTO GE 0005 001	REV. A

INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	10
4.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	10
4.1.1	Inquadramento Geologico	10
4.1.2	Assetto Stratigrafico.....	13
4.1.3	Inquadramento Geomorfologico	17
4.1.4	Inquadramento Idrogeologico.....	18
4.1.5	Rischio Idrogeologico ed idraulico.....	21
4.2	MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO.....	24
5	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	26
5.1	AZIONE SISMICA.....	26
5.2	VITA NOMINALE	26
5.3	CLASSE D'USO.....	27
5.4	PERIODO DI RIFERIMENTO	28
5.5	VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	29
5.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO	30
5.6.1	Categorie di Sottosuolo	30
5.6.2	Condizioni Topografiche.....	30
5.6.3	Amplificazione Stratigrafica e Topografica	32
5.6.4	Parametri Sismici di Calcolo.....	33
6	ANALISI DI PERICOLOSITÀ RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE.....	35
6.1	METODO DI ANALISI.....	37
6.2	RISULTATI.....	43

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA MILANO – GENOVA QUADRUPPLICAMENTO LINEA TORTONA-VOGHERA					
	Relazione Geotecnica generale	COMMESSA IQ01	LOTTO 01	CODIFICA R 26 RB	DOCUMENTO GE 0005 001	REV. A

7	INDAGINI GEOGNOSTICHE	44
7.1	DESCRIZIONE DELLE INDAGINI	44
8	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	45
8.1	TERRENI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)	45
8.1.1	Classificazione	45
8.1.2	Stato di addensamento (Dr)	45
8.1.3	Resistenza in terreni incoerenti (φ')	46
8.1.4	Caratteristiche di deformabilità	46
8.2	DEPOSITI COESIVI	47
8.2.1	Classificazione	47
8.2.2	Caratteristiche di resistenza	47
8.2.3	Caratteristiche di deformabilità	48
9	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	49
9.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE	49
9.1.1	Unità G(L,S)]	50
9.1.1.1	Identificazione	50
9.1.1.2	Parametri di resistenza al taglio	55
9.1.1.3	Parametri di deformabilità	59
9.1.1.4	Permeabilità	60
9.1.2	Unità L(A,S)	62
9.1.2.1	Identificazione	62
9.1.2.2	parametri di resistenza	66
9.1.2.3	Parametri di deformabilità	69
9.1.2.4	Permeabilità	72
9.1.3	Unità Mar	74
9.1.3.1	Identificazione	74
9.1.3.2	parametri di resistenza	78

9.1.3.3	Parametri di deformabilità	81
9.1.3.4	Permeabilità	81
9.1.4	Unità R	82
9.1.4.1	Identificazione	82
9.1.4.2	parametri di resistenza	85
9.1.4.3	Parametri di deformabilità	88
9.2	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	89
9.3	MONITORAGGIO PIEZOMETRICO	90
10	CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI PROFONDE	91
10.1	PREMESSA	91
10.2	ANALISI AGLI STATI LIMITE	91
10.3	METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE AI CARICHI VERTICALI	93
10.4	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE	95

1 PREMESSA

Il quadruplicamento della tratta Tortona-Voghera si inserisce nel quadro complessivo degli interventi previsti nello scenario di potenziamento dell'offerta ferroviaria delle direttrici Milano-Genova e Torino-Alessandria-Piacenza.

Nell'ambito dei Progetti per il Piano Lombardia ed al fine di dare continuità all'attivazione del Terzo Valico dei Giovi, RFI ha valutato l'opportunità di effettuare un potenziamento infrastrutturale del corridoio Milano – Genova, includendo negli interventi da realizzare anche il quadruplicamento della tratta Tortona-Voghera.

Il quadruplicamento tra Tortona e Voghera permetterà di disporre della capacità necessaria per soddisfare gli incrementi di traffico sulle due direttrici. Il layout infrastrutturale di progetto consentirà una separazione dei flussi di traffico tra i collegamenti Torino/Alessandria - Piacenza e le relazioni Milano – Genova garantendo una riduzione delle interferenze negli impianti, a beneficio di un incremento complessivo della regolarità di circolazione.

In particolare, è prevista in progetto la realizzazione di un'opera di scavalco che consentirà di instradare i treni provenienti da Genova (via TVG)/Alessandria e diretti verso Piacenza sulla "linea Piacenza" senza interferire con i treni provenienti da Milano e diretti verso Genova (via TVG)/Alessandria, che costituiscono il flusso principale secondo il nuovo modello di esercizio. Con quest'opera, da un lato si eliminano le interferenze sulla "linea Milano" in stazione di Tortona, dall'altro si consente una più equa ripartizione dei flussi sui quattro binari.

Il progetto prevede la realizzazione di una nuova coppia di binari tra le stazioni di Tortona e di Voghera, in affiancamento a quella esistente, per un'estesa di circa 16 km.

Le caratteristiche di progetto della linea sono le seguenti:

- modulo linea 750 m
- peso assiale D4
- Codifica per Trasporto Combinato P/C 80
- velocità di progetto 200 km/h in rango C, salvo riduzioni puntuali
- tipologia di traffico: misto (passeggeri e merci)
- profilo minimo degli ostacoli: PMO 5

È previsto un sistema di distanziamento a 5' tra due treni a seguito. La gestione ed il comando della circolazione dell'insieme della linea quadruplicata, avverrà dal Posto Centrale di Milano Greco Pirelli.

Il regime di circolazione previsto è ERTMS L2 sovrapposto al segnalamento laterale.

Il perimetro dell'intervento riguarda la tratta Tortona (esclusa) – Voghera (esclusa). Gli interventi previsti negli impianti di Tortona e Voghera sono minimali e atti ad accogliere i nuovi binari di quadruplicamento.

È previsto l'adeguamento della fermata di Pontecurone per l'inserimento dei due nuovi binari e di conseguenza saranno adeguati a STI i marciapiedi a servizio viaggiatori (altezza pari a H=55 cm e lunghezza utile di 250 m). Inoltre, il sottopasso della fermata dovrà essere opportunamente adeguato a garantire la piena accessibilità anche alle PRM. Le periferiche IaP installate nella fermata dovranno essere adeguate per caratteristiche e quantitativi allo standard RFI.

Il Piano di Committenza del progetto prevede un unico appalto multidisciplinare e trattative private singole per le riconfigurazioni tecnologiche degli apparati esistenti.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- [2] Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018;
- [3] RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture (31 Dicembre 2020);
- [4] RFI DTC SI CS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale (31 Dicembre 2020);
- [5] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 Maggio 2019.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Id	Scala	Codifiche
Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica	-	I Q 0 1 0 1 R 6 9 R B G E 0 0 0 1 0 0 1 A

Id	Scala	Codifiche
Profilo Geologico da pk 54+863 a pk 70+662 Tav. 1/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 6 9 F 6 G E 0 0 0 1 0 0 1 A
Profilo Geologico da pk 54+863 a pk 70+662 Tav. 2/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 6 9 F 6 G E 0 0 0 1 0 0 2 A
Profilo Geologico da pk 54+863 a pk 70+662 Tav. 3/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 6 9 F 6 G E 0 0 0 1 0 0 3 A
Profilo Geologico da pk 54+863 a pk 70+662 Tav. 4/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 6 9 F 6 G E 0 0 0 1 0 0 4 A
Profilo Geologico da pk 54+863 a pk 70+662 Tav. 5/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 6 9 F 6 G E 0 0 0 1 0 0 5 A
Profilo Geologico da pk 54+863 a pk 70+662 Tav. 6/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 6 9 F 6 G E 0 0 0 1 0 0 6 A
Profilo Geologico da pk 54+863 a pk 70+662 Tav. 7/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 6 9 F 6 G E 0 0 0 1 0 0 7 A
Profilo Geologico da pk 54+863 a pk 70+662 Tav. 8/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 6 9 F 6 G E 0 0 0 1 0 0 8 A
Profilo Geologico da pk 54+863 a pk 70+662 Tav. 9/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 6 9 F 6 G E 0 0 0 1 0 0 9 A
Profilo Geotecnico Tav. 1/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 2 6 F 6 G E 0 0 0 5 0 0 1 A
Profilo Geotecnico Tav. 2/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 2 6 F 6 G E 0 0 0 5 0 0 2 A
Profilo Geotecnico Tav. 3/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 2 6 F 6 G E 0 0 0 5 0 0 3 A
Profilo Geotecnico Tav. 4/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 2 6 F 6 G E 0 0 0 5 0 0 4 A
Profilo Geotecnico Tav. 5/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 2 6 F 6 G E 0 0 0 5 0 0 5 A
Profilo Geotecnico Tav. 6/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 2 6 F 6 G E 0 0 0 5 0 0 6 A
Profilo Geotecnico Tav. 7/9	1:2.000/200	I Q 0 1 0 1 R 2 6 F 6 G E 0 0 0 5 0 0 7 A



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA MILANO – GENOVA
 QUADRUPPLICAMENTO LINEA TORTONA-VOGHERA

Relazione Geotecnica generale

COMMESSA
IQ01

LOTTO
01

CODIFICA
R 26 RB

DOCUMENTO
GE 0005 001

REV.
A

FOGLIO
9 di 95

Profilo Geotecnico Tav. 8/9	1:2.000/200	I	Q	0	1	0	1	R	2	6	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	8	A
Profilo Geotecnico Tav. 9/9	1:2.000/200	I	Q	0	1	0	1	R	2	6	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	9	A

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di studio si estende nel tratto Lombardo-Piemontese del Bacino Padano, a ridosso del settore nord-occidentale dell'Appennino. I paragrafi seguenti riportano una sintesi circa l'inquadramento tettonico e strutturale, l'inquadramento geologico regionale e l'inquadramento geomorfologico dell'area.

Per dettagli si rimanda alla Relazione geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e Sismica del progetto.

4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

4.1.1 Inquadramento Geologico

Dal punto di vista tettonico e strutturale, il Bacino Padano rappresenta il bacino di avampaese della catena appenninica ed è limitato a sud dagli Appennini Settentrionali e a nord dalle Alpi Meridionali.

Fino al Miocene è attiva la tettonica compressiva associata al margine alpino. Dal Messiniano e durante tutto il Pliocene, questa tettonica va lentamente ad esaurirsi mentre si registra uno spostamento del Fronte Appenninico Settentrionale verso NE. Questo settore dell'Appennino è caratterizzato da una complessa sovrapposizione strutturale di unità tettoniche appartenenti a domini paleogeografici differenti. Tali unità sono sovrascorse verso NE sull'avampaese padano tra l'Eocene medio e la fine del Miocene; successivamente, i fronti deformativi sono migrati verso l'avampaese più esterno.

Ai sollevamenti associati alla migrazione della struttura appenninica, si alternano lunghi periodi di subsidenza dei bacini in cui si depositano potenti successioni sedimentarie.

L'assetto tettonico del basamento terziario al di sotto della coltre alluvionale quaternaria della Pianura Padana è interessato da complesse strutture. La Figura 1 seguente mostra l'andamento dei vari elementi strutturali (pieghe e sovrascorrimenti) esistenti nel sottosuolo della Pianura Padana. Queste strutture profonde consistono in sistemi di pieghe e sovrascorrimenti con orientazione WNW-ESE, sepolti nel Bacino Padano Figura 2.

L'area di interesse si colloca in prossimità del fronte appenninico sui depositi quaternari continentali.

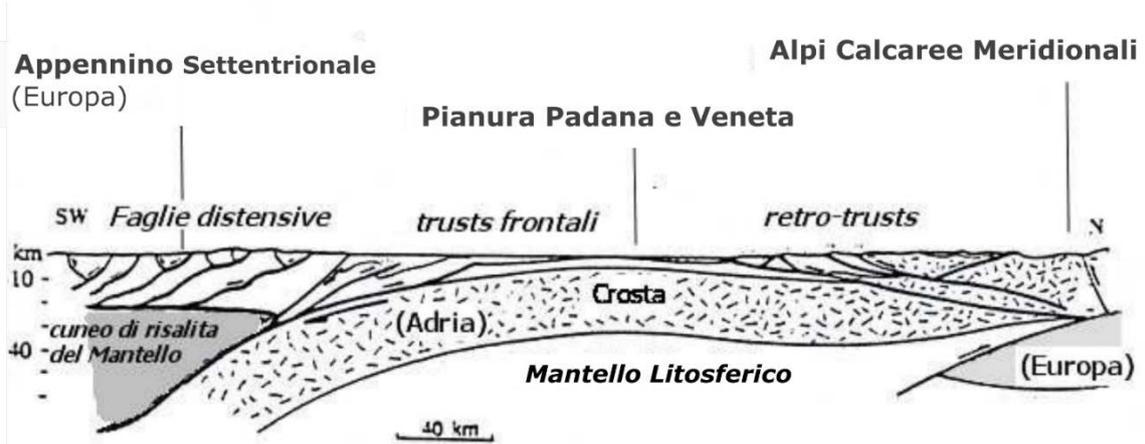


Figura 1: Schema strutturale della Pianura Padana (microplacca Adria) e delle aree adiacenti.

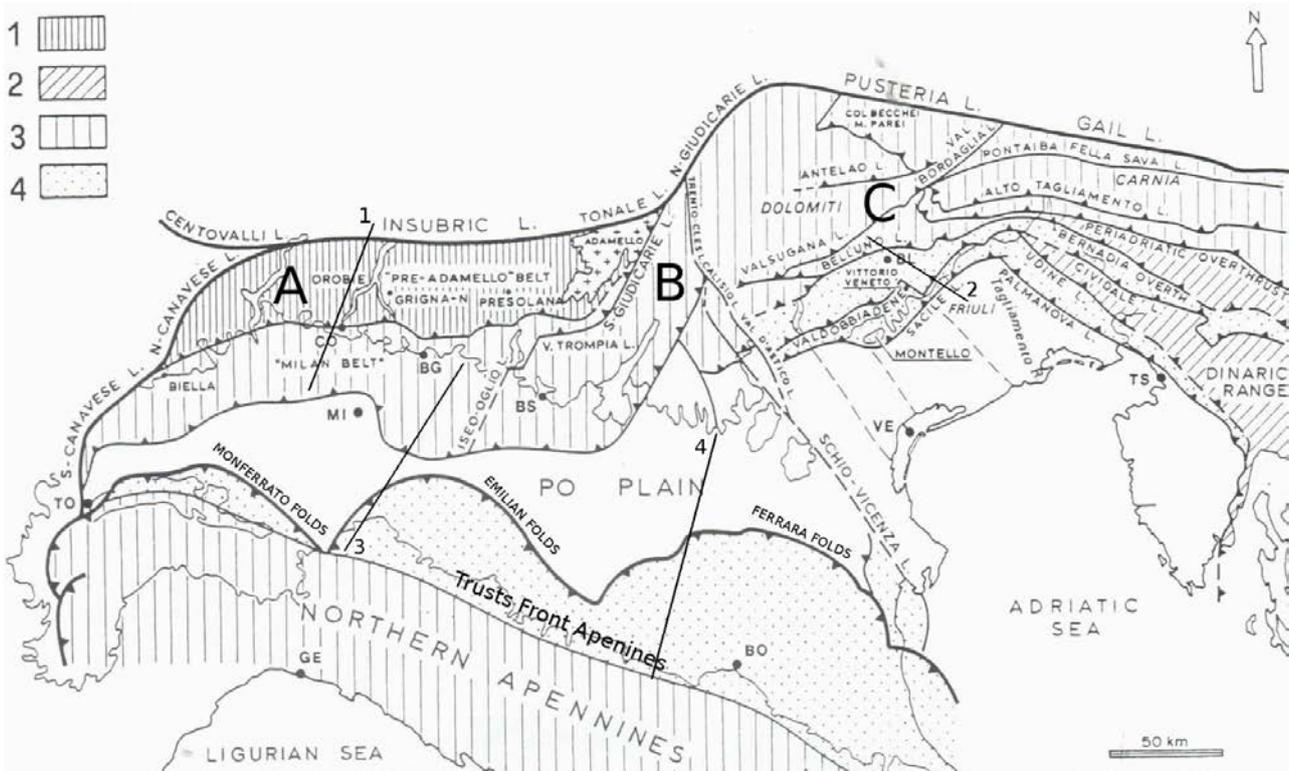


Figura 2: Schema strutturale della Pianura Padana (microplacca Adria) e delle aree adiacenti. Legenda: 1) Il Sudalpino tettonizzato in età eoalpina (Cretaceo-Paleocena); 2) Sudalpino tettonizzato in età Eocene inf. – medio; 3) Area Appenninica coeva con il settore più occidentale delle Alpi (età Messiniana e Plio-Pleistocena); 4) Area in forte accorciamento, Appenninica e Veneto-Friulana, caratterizzata dalle strutture sepolte sotto i depositi di pianura. Il Sudalpino è diviso da: A) Blocco Lombardo; B) Blocco Trentino-Lessineo; C) Blocco Veneto-Friulano

Dal punto di vista geologico, Il territorio tra Tortona e Voghera si colloca all'interno di un ampio ripiano alluvionale che costituisce parte della Pianura Padana a sud del Fiume Po, nelle immediate vicinanze del margine collinare appenninico. L'area è compresa tra il Foglio geologico 70 (Alessandria) e il Foglio 71 (Voghera) dell'IGM (scala 1:100000; <http://www.isprambiente.gov.it>), di cui si riporta l'unione di due stralci riguardanti l'area, a titolo di esempio (Figura 3).



Figura 3: Stralcio della Carta geologica d'Italia alla scala 1:100.000 – Foglio 70 "Alessandria" e 71 (Voghera).

La carta geologica, riportata nella figura seguente, sintetizza l'assetto geologico dell'area, in riferimento ai Fogli geologici sopra citati e alla cartografia fornita da Arpa Piemonte (<https://webgis.arpa.piemonte.it>) e dal geoportale della regione Lombardia (<https://www.geoportale.regione.lombardia.it>). L'area interessata dall'opera si estende su depositi alluvionali per lo più sabbiosi e ghiaiosi, attribuibili in parte a depositi fluviali e in parte a depositi di megafan, con età che va dal Pleistocene all'attuale. Il substrato,

che affiora nella porzione meridionale dell'area, è costituito da corpi sedimentari per lo più di epoca oligo-miocenica.

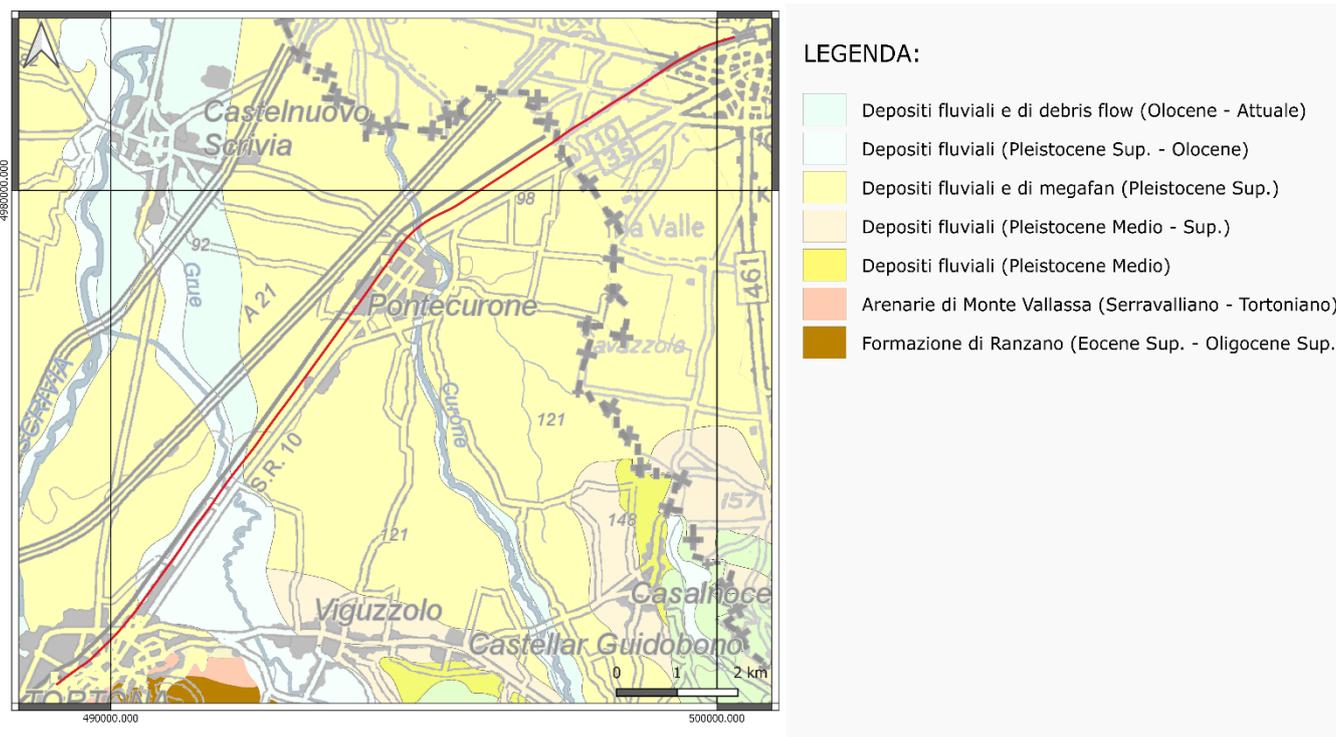


Figura 4: Carta geologica dell'area in esame. In rosso è riportato il tracciato ferroviario.

4.1.2 Assetto Stratigrafico

Le unità litostratigrafiche che costituiscono il substrato roccioso nell'intorno dell'area di studio appartengono al periodo Cretaceo superiore - Miocene. Sono unità costituite da sedimenti marini di profondità variabile. Affiorano nella fascia collinare collocata ad est e sud-est del presente tratto della Pianura Padana.

I depositi quaternari presenti sono di genesi fluviale, di età variabile a seconda della zona; i depositi più recenti (Olocene – Attuale) sono distribuiti lungo il corso del Torrente Grue e del Torrente Curone, che intersecano il tracciato ferroviario, nonché parallelamente al Torrente Scrivia, che scorre a est di Tortona. Nei restanti tratti, le coperture sono per lo più costituite da depositi fluviali e di megafan, attribuiti al Pleistocene superiore; nella porzione sud-orientale dell'area sono presenti altri depositi alluvionali sempre riferibili al Pleistocene.

Le unità geologiche presenti nella zona di progetto, identificate nel foglio CARG 178 Voghera sono

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA MILANO – GENOVA QUADRUPPLICAMENTO LINEA TORTONA-VOGHERA					
	Relazione Geotecnica generale	COMMESSA IQ01	LOTTO 01	CODIFICA R 26 RB	DOCUMENTO GE 0005 001	REV. A

descritte di seguito dalla più antica alla più recente, sulla base di quanto riportato nelle Note illustrative del Foglio 178.

Brecce argillose di Baiso (BAI)

Corpi argillosi a tessitura caotica precedentemente cartografati come “Calcari di Zebedassi”.

Sono brecce poligeniche a matrice argillosa grigia o varicolori con clasti eterometrici. La tessitura dei depositi è caotica e si ritiene che la loro origine sia dovuta a una serie di colate sottomarine. Il contatto inferiore è in genere per discordanza, con le formazioni appartenenti all' Unità Tettonica di Cassio; il contatto superiore è discontinuo con le Marne di Monte Piano. Lo spessore è molto variabile, al massimo di circa 300 m.

Affiora poco più a sud dell'area in esame (fascia verde scuro in Figura 3). Età: EOCENE

Marne di Monte Piano (MMP)

Formazione costituita da marne argillose e argille marnoso – siltose grigie a stratificazione indistinta. Sono interpretate come sedimenti pelagici depositi in un bacino profondo, e rappresentano una stasi negli apporti sedimentari grossolani nel prisma ligure. Il contatto inferiore è, per discontinuità, con le brecce argillose di Baiso (non identificabili nell'area di studio); il contatto superiore è con la Formazione di Ranzano, per discordanza.

Affiora poco più a sud dell'area in esame (fascia verde chiaro in Figura 3). Età: EOCENE INFERIORE - EOCENE SUPERIORE

Formazione di Ranzano (RAN)

È suddivisa in cinque membri informali, due sovrapposti e tre eteropici fra loro; dato questo assetto, è possibile identificare tre distinti intervalli stratigrafici, verticalmente sovrapposti e non eteropici, delimitati da superfici di inconformità. All'interno di ogni membro si osserva una notevole variabilità laterale e verticale delle facies e in realtà ogni membro risulta costituito da uno o più sistemi torbiditici, ognuno con organizzazione interna fining- and thinning-upward. La successione stratigrafica della Formazione di Ranzano è piuttosto variabile, a seconda di quale area del bacino si consideri.

Affiora nella porzione meridionale dell'area oggetto di studio (Figura 3). Età: EOCENE SUPERIORE – OLIGOCENE SUPERIORE

Arenarie di Monte Vallassa (AVL)

Sono arenarie bioclastiche e biocalcareni, bruno-giallastre in patina e grigie in frattura, con contenuto fossilifero a molluschi, briozoi, foraminiferi bentonici, alghe e, più rari, brachiopodi ed echinidi. In subordinate sono presenti conglomerati fini a bioclasti e biocalciruditi, con clasti di rocce metamorfiche verdi; si intercalano marne sabbiose grigio-azzurre bioturbate.

In generale, si tratta di sedimenti di ambiente litorale e di piattaforma interna ed esterna, con una componente

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA MILANO – GENOVA QUADRUPPLICAMENTO LINEA TORTONA-VOGHERA					
	Relazione Geotecnica generale	COMMESSA IQ01	LOTTO 01	CODIFICA R 26 RB	DOCUMENTO GE 0005 001	REV. A

terrigena associata alla sedimentazione carbonatica di piattaforma a foraminiferi bentonici, molluschi e alghe. Lo spessore massimo conservato è compreso tra 350 e 400 m.

Il limite inferiore è in discordanza sulla Formazione di Contignaco, sulla Formazione di Antognola o sulle brecce di Baiso (non presenti nell'area di interesse). Il limite superiore è con le marne di Sant'Agata Fossili, anche in questo caso in discordanza.

Affiora nella porzione meridionale dell'area oggetto di studio (Figura 3). Età: MIOCENE MEDIO

Argille di Lugagnano o Argille Azzurre (FAA)

Argille marnose con livelli più o meno sabbiosi-siltosi, di colore grigio azzurro, a frattura concoide sulle superfici fresche e a stratificazione generalmente indistinta. Nella porzione inferiore, l'unità può comprendere lenti conglomeratiche fossilifere a struttura massiva. L'ambiente deposizionale è variabile tra l'epibatiale superiore di passaggio al circalitorale (acque relativamente profonde) e la parte superiore del circalitorale; si tratta probabilmente di depositi di piattaforma terrigena. Lo spessore complessivo è di circa 140 m.

Affiorano poco più a est dell'area in esame (giallo acceso in Figura 3). Età: PLIOCENE

Sabbie di Asti (AST)

Alternanza di sabbie argillose e sabbie gialle più o meno stratificate, con livelli ghiaiosi e intercalazioni marnose. Localmente si riscontrano marne sabbiose, sabbie e arenarie giallastre più o meno cementate, con ricche associazioni a macrofossili. Lo spessore stimato è di circa 100 m.

Il contatto basale è, alla scala dell'affioramento, discordante, sulle sottostanti Argille Azzurre. Al tetto si ha il passaggio, ipotizzato discontinuo e discordante, con i depositi quaternari continentali.

Affiorano poco più a est dell'area in esame (giallo in Figura 3). Età: PLIOCENE MEDIO - SUPERIORE

Depositi quaternari

Si tratta di depositi alluvionali appartenenti al Sintema di Voghera e cartografati come fl nei Fogli 70 (Alessandria) e 71 (Voghera) alla scala 1:100000. Fanno parte di questo sintema tutti i depositi fluviali pleistocenici riportati in Figura 3, Sono per lo più ghiaie a supporto clastico o di matrice, clasti arrotondati con selezione da discreta a buona e intercalazioni sabbiose e limose.

I depositi fluviali olocenici sono anch'essi prevalentemente depositi grossolani ghiaioso-sabbiosi: si tratta dei depositi del canale di scorrimento, del letto ordinario e di esondazione, sedimentati dal T. Scrivia, dal T. Grue e dal T. Curone.

Il tracciato ferroviario si sviluppa interamente sui depositi quaternari.

A partire dalla descrizione litologiche riportate nei sondaggi eseguiti lungo la linea, i terreni facenti parte

dei depositi quaternari possono essere descritti come segue:

Terreni descritti come prevalentemente ghiaiosi

Le ghiaie variano da fini a grosse, eterometriche, con sabbia e/o sabbia limosa, raramente con argilla.

Tendenzialmente è possibile individuare:

- o ghiaia di natura poligenica, eterometrica, a spigoli da subangolari ad arrotondati, talora appiattiti, in abbondante matrice sabbioso-limosa di colore da marroncino a grigiastro;
- o ghiaia, ciottoli e trovanti, in scarsa matrice sabbioso-limosa di colore marroncino, a luoghi più abbondante.

Terreni descritti come prevalentemente sabbiosi

Le sabbie si presentano localmente debolmente argillose, da sciolte a moderatamente addensate.

Tendenzialmente è possibile individuare:

- o sabbia fine da debolmente limosa a limosa, di colore marroncino, con intercalazioni a maggiore percentuale limosa. Materiale mediamente addensato;
- o sabbia limosa ghiaiosa di colore marroncino chiaro - avana, talora presenza di inclusi decimetrici sub-angolari.

Terreni descritti come prevalentemente limosi

I limi sono di colore marrone variabile da chiaro a scuro e tendenzialmente si possono presentare come:

- o limo argilloso sabbioso di colore marroncino, con occasionali clasti centimetrici sparsi nella matrice ed aumento della frazione sabbiosa nella parte basale dello strato;
- o limo sabbioso o sabbioso argilloso, con intercalazioni decimetriche a maggiore percentuale limosa e/o sabbiosa, ed alla base dello strato occasionali clasti centimetrici;
- o limo sabbioso e/o con sabbia, raramente debolmente argilloso

Terreni descritti come prevalentemente argillosi

Le argille si presentano per lo più umide, varianti dal grigio chiaro al marroncino, raramente con presenza di ghiaia o ciottoli. Tendenzialmente si possono presentare come:

- o argilla sabbioso-limosa o limosa, a luoghi parzialmente marnosa e/o marnosa, passante a marna argillosa nella parte basale dello strato;
- o argilla o argilla debolmente limosa, localmente debolmente sabbiosa, debolmente umida.

4.1.3 Inquadramento Geomorfologico

L'area di indagine ricade in un territorio pressoché pianeggiante, con una blanda inclinazione verso nord, dovuta al progressivo avvicinamento alla zona di scorrimento del Fiume Po. Nella zona sono presenti i conoidi del T. Scrivia, del T. Curone e del T. Staffora; solo il conoide del T. Curone è intercettato pienamente dal tracciato ferroviario, mentre i restanti due lo lambiscono solo marginalmente, in corrispondenza degli abitati di Tortona e di Voghera.

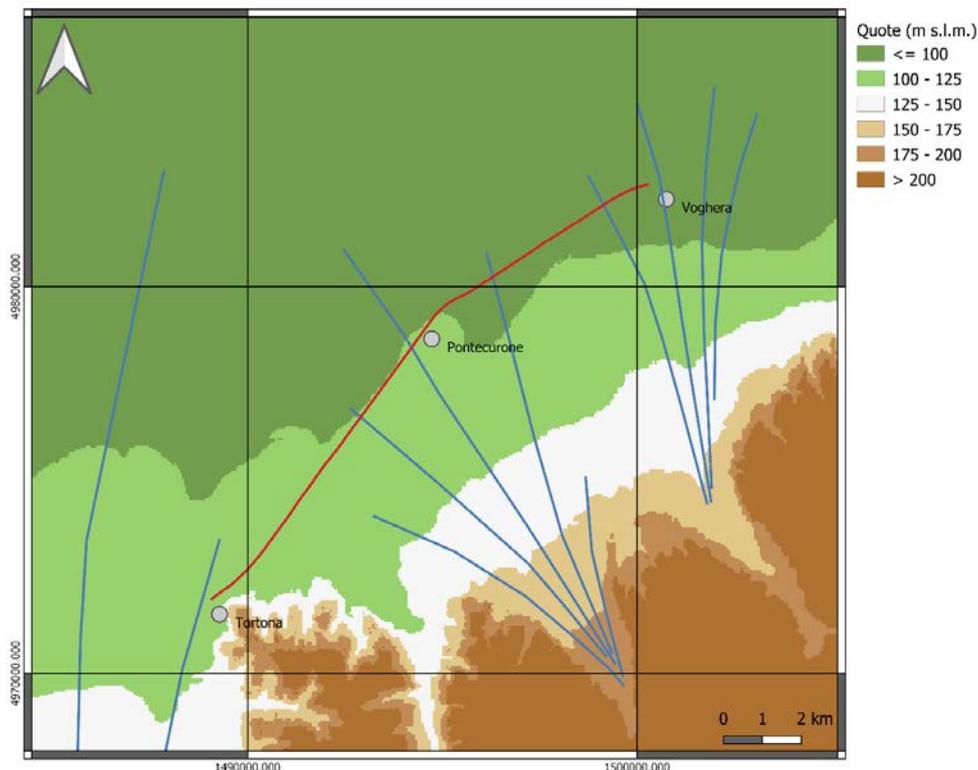


Figura 5: Fisiografia dell'area. Le linee blu indicano le geometrie dei corpi di conoide.

La zona collinare adiacente al territorio di Tortona appartiene al complesso formazionale noto in letteratura con il termine "Sperone di Tortona", mentre la fascia pianeggiante, al piede dello "Sperone di Tortona", rappresenta il complesso deposizionale legato alle varie fasi evolutive di alluvionamento del T. Scrivia, il cui insieme costituisce la cosiddetta copertura quaternaria. La morfologia del territorio di Pontecurone risente, inoltre, sensibilmente anche dell'attività antropica, soprattutto lungo l'asta dell'adiacente torrente Scrivia dove sono presenti alcune depressioni artificiali, create nel corso degli ultimi anni dall'attività di escavazione di ghiaia e sabbia. Parte di esse ospitano cave ancora attive, altre

sono state abbandonate. La zona di Voghera fa parte dell'ampio ed esteso ripiano alluvionale di età pleistocenica impostato nei depositi riferibili al "Fluviale recente" o "Fluviale Würm"; tale ripiano è noto in letteratura geologica come "Piano Generale Terrazzato" (P.G.T.) della Pianura lombarda, e depositi della successiva fase interglaciale (alluvioni post-glaciali). Il ripiano in questione ha una superficie complessivamente regolare ed è dotato di una debole pendenza generale verso SSE; esso presenta, nell'ambito del territorio comunale, quote che variano all'incirca tra i 70 e 90 m s.l.m. La morfologia del P.G.T., prevalentemente monotona e piatta, è disturbata localmente da leggere ondulazioni e dalla presenza di modeste scarpate naturali o artificiali che segnano spesso il confine tra diversi appezzamenti agricoli e/o costituiscono le ripe di rogge o canali irrigui e di scolo esistenti. La continuità morfologica del Piano Generale Terrazzato è interrotta anche dalla presenza di blande depressioni valliformi, debolmente depresse rispetto alle aree adiacenti (e talora delimitata da modeste scarpate), che ricalcano il tracciato di paleoalvei ad andamento meandriforme con anse ad ampia curvatura, e che rappresentano presumibilmente vecchi tracciati di epoca glaciale dei diversi torrenti ed affluenti del fiume Po.

4.1.4 Inquadramento Idrogeologico

L'assetto idrogeologico appare costituito da più falde idriche sovrapposte.

All'interno della successione alluvionale che occupa la porzione di pianura collocata a nord del margine appenninico, è possibile individuare un sistema acquifero complesso, caratterizzato dalla presenza di più orizzonti permeabili sovrapposti, separati da litozone a dominante argillosa (impermeabili o semipermeabili) o localmente interdigerati.

Il settore più prossimo all'area montana, originato dalla coalescenza dei conoidi depositati dai corsi d'acqua appenninici, si caratterizza per la presenza di più orizzonti acquiferi, corrispondenti ad antichi paleoalvei dei principali torrenti; tali orizzonti evidenziano una distribuzione spaziale alquanto articolata. In corrispondenza del conoide del torrente Staffora è presente, in particolare, una successione costituita da corpi ghiaiosi marcatamente lenticolari e di potenza ridotta, intercalati a depositi prevalentemente argillosi. Le frequenti interdigerazioni tra i depositi permeabili fanno supporre che il sistema acquifero presente in questo settore sia scarsamente differenziato. Nella zona apicale del conoide, il regime della falda è per lo più di tipo freatico; la presenza di depositi a ossatura ghiaiosa in superficie o a ridotta profondità dal piano campagna crea le condizioni per un'attiva ricarica dell'acquifero a opera delle acque

di provenienza meteorica. Passando dal settore di monte a quello di valle si assiste a un progressivo ispessimento dei corpi acquiferi e a un aumento della loro continuità areale, cui fa riscontro una diminuzione della granulometria dei materiali (da ghiaie a sabbie prevalenti).

In tutto il settore compreso tra le frange estreme dei conoidi appenninici e le zone golenali del Po la successione alluvionale risulta caratterizzata dalla presenza di una coltre superficiale di materiali argilloso-limosi che riveste notevole importanza ai fini idrogeologici. La presenza di questi depositi, a permeabilità scarsa o nulla, riduce le possibilità di ricarica diretta della falda per gli apporti derivanti dall'infiltrazione efficace. Le condizioni idrodinamiche della falda risentono della situazione piezometrica e della potenza della coltre superficiale argillosa-limosa: nelle zone in cui questa è ridotta o assente, la falda è di tipo libero; nei comparti in cui la coltre presenta spessori rilevanti, la falda assume un carattere confinato se limitata a tetto da depositi impermeabili, o semiconfinato in presenza di depositi di copertura semipermeabili. In queste aree, la falda, limitata sia inferiormente che superiormente da livelli impermeabili (acquiclude) o semipermeabili (acquitardi), risulta debolmente in pressione e può ricevere alimentazione solo lateralmente.

I depositi alluvionali del ripiano principale della porzione di pianura in cui si colloca l'area in esame risultano essere rappresentati da alternanze di sabbie e/o ghiaie e argille o limi argillosi a geometria lenticolare e modesto grado di alterazione; la permeabilità superficiale primaria è generalmente medio-bassa. Nella parte superficiale della successione è presente una copertura argilloso-limosa più o meno continua e potente che riduce la permeabilità superficiale.

Nel dettaglio, all'interno del territorio di Voghera, si possono individuare tre falde:

- La prima falda drena, nel periodo di magra, il torrente Staffora, ed è a sua volta drenata dal torrente nella parte terminale del conoide. Nella zona dell'abitato di Voghera, dove le alluvioni hanno un alto contenuto di sedimenti argillosi, può raggiungere le condizioni di artesianità saturando l'acquifero.
- La seconda falda si colloca a profondità tra i 40-50 metri, nella zona a valle prossima al fiume Po. Nel territorio compreso tra Voghera e Rivazzano l'acqua di falda viene incanalata entro due vie preferenziali delimitate da due pseudo-paleovalvei sospesi all'interno del conoide.
- La terza falda si colloca a profondità tra 80-85 m nella zona di pianura e ha scarsissima potenzialità.

Nel territorio comunale di Pontecurone, poi, sono riconoscibili, a partire dall'alto, le seguenti principali unità idrogeologiche raggruppate, in base alla litologia e pertanto alla diversità di comportamento idrogeologico, in 6 classi di permeabilità, da molto bassa a molto alta. Pertanto, si sono distinti i seguenti complessi idrogeologici:

- Coperture alluvionali oloceniche attuali: depositi ghiaioso-pseudociottolosi costituenti propriamente le zone d'alveo. Subordinata presenza di depositi fini, da limoso-argillosi a sabbiosi ($K = 10 \text{ m/s} \div 10^{-2} \text{ m/s}$)
- Coperture alluvionali oloceniche recenti e antiche: costituite da sabbie limoso-argillose soffici e poco consistenti con subordinati livelli di ghiaia e ciottoli, in matrice sabbioso-limoso-argillosa ($K = 10^{-2} \text{ m/s} \div 10^{-6} \text{ m/s}$)
- Coperture alluvionali pleistoceniche riconducibili al "fluviale recente": costituite prevalentemente da ghiaie, ghiaie con sabbia e limo ($K = 10^{-2} \text{ m/s} \div 10^{-6} \text{ m/s}$)
- Coperture alluvionali pleistoceniche medie e antiche: costituite da ghiaie sabbioso-argillose, ghiaie ed argille fortemente alterate ($K = 10^{-6} \text{ m/s} \div 10^{-7} \text{ m/s}$) e limi sabbiosi ed argillosi poco consistenti ($K = 10^{-8} \text{ m/s} \div 10^{-10} \text{ m/s}$)
- Complessi oligocenici: caratterizzati da arenarie, sabbie e conglomerati con diverso grado di cementazione, scarsamente permeabili per porosità primaria, localmente permeabili per fessurazione ($K = 10^{-4} \text{ m/s} \div 10^{-9} \text{ m/s}$). Presenza di livelli arenacei e marnoso-sabbiosi ($K = 10^{-4} \text{ m/s} \div 10^{-6} \text{ m/s}$). Coperture eluvio-colluviali, prevalentemente limoso-argillose, poco permeabili ($K = 10^{-6} \text{ m/s} \div 10^{-9} \text{ m/s}$).
- Complessi miocenici, eocenici e paleocenico-cretacei a bassa permeabilità, costituiti da depositi per lo più di bassa energia (ambiente evaporitico, piana sottomarina, ambiente lagunare), comprendenti argille, argille marnose, marne argillose e marne siltoso-sabbiose, talvolta alternati a livelli arenacei ($K = 10^{-8} \text{ m/s} \div 10^{-10} \text{ m/s}$). Coperture eluvio-colluviali, prevalentemente limoso-argillose, poco permeabili ($K = 10^{-6} \text{ m/s} \div 10^{-9} \text{ m/s}$).

Il flusso dell'acqua sotterranea è genericamente diretto da sud verso nord, con una lieve componente ovest-est nel tratto di pianura limitrofo alla fascia appenninica.

4.1.5 Rischio Idrogeologico ed idraulico

I corsi d'acqua presenti nell'area di studio fanno parte del bacino del Po. Il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del Bacino del fiume Po, adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 in data 26 aprile 2001, e successive varianti, disciplina l'estensione della delimitazione e della normazione delle fasce relative ai corsi d'acqua appartenenti al bacino del Po. L'allegato al titolo II delle norme di attuazione del PAI definisce la seguente articolazione in fasce:

- Fascia di deflusso della piena (Fascia A), costituita dalla porzione di alveo che è sede prevalente, per la piena di riferimento, del deflusso della corrente, ovvero che è costituita dall'insieme delle forme fluviali riattivabili durante gli stati di piena;
- Fascia di esondazione (Fascia B), esterna alla precedente, costituita dalla porzione di alveo interessata da inondazione al verificarsi dell'evento di piena di riferimento. Con l'accumulo temporaneo in tale fascia di parte del volume di piena si attua la laminazione dell'onda di piena con riduzione delle portate di colmo. Il limite della fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti alla piena di riferimento ovvero sino alle opere idrauliche esistenti o programmate di controllo delle inondazioni (argini o altre opere di contenimento), dimensionate per la stessa portata.
- Area di inondazione per piena catastrofica (Fascia C), costituita dalla porzione di territorio esterna alla precedente (Fascia B), che può essere interessata da inondazione al verificarsi di eventi di piena più gravosi di quelli di riferimento.

Inoltre, il PAI definisce le classi di rischio riguardanti fenomeni di esondazione, processi di trasporto in massa lungo la rete idrografica e deposito sulle conoidi, fenomeni franosi e valanghe. Le aree comunali sono così classificate per fasce di rischio per ognuna di queste categorie, secondo il seguente schema:

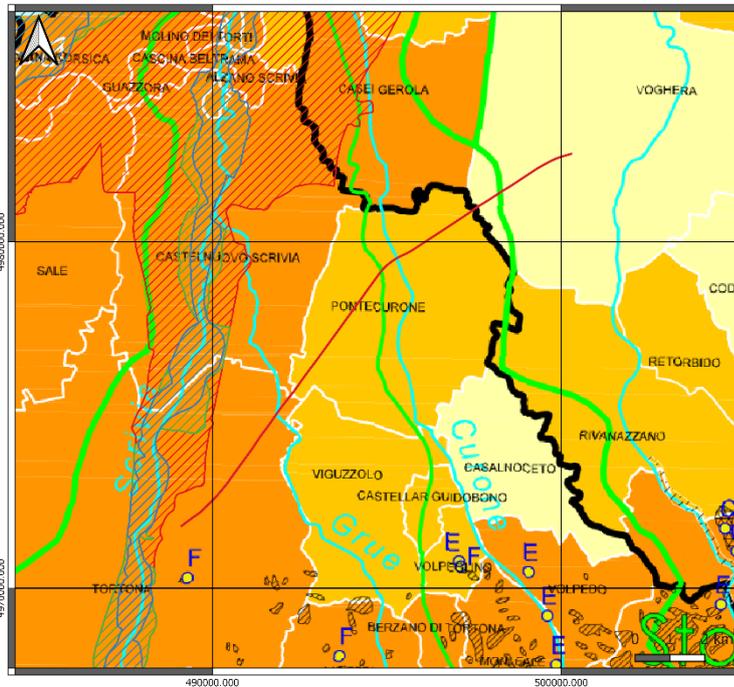
- moderato - R1 per il quale sono possibili danni sociali ed economici marginali;
- medio - R2 per il quale sono possibili danni minori agli edifici e alle infrastrutture che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e lo svolgimento delle attività socio-economiche;
- elevato - R3 per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi e l'interruzione delle attività socio-economiche, danni al patrimonio culturale;

- molto elevato R4 per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici e alle infrastrutture, danni al patrimonio culturale, la distruzione di attività socioeconomiche.

Il tracciato ferroviario interseca i comuni di Tortona, Pontecurone e Voghera.

Il comune di Tortona e quello di Castelnuovo Scrivia ricadono in fascia di rischio 3, con componenti di rischio associate a fenomeni di esondazione e, limitatamente all'area di Tortona, di frana; il comune di Pontecurone in fascia di rischio 2, per soli fenomeni di esondazione; il comune di Voghera in fascia di rischio 1, anch'esso per soli fenomeni di esondazione. Per quanto riguarda la suddivisione in fasce fluviali, il PAI definisce le fasce di rispetto solamente per il Torrente Scrivia: l'estensione di tali fasce non interessa il tratto ferroviario in esame (Figura 6).

A livello di pianificazione comunale il PRG di Pontecurone delimita delle zone di “dissesto legato alla dinamica fluviale e torrentizia” lungo il tratto del torrente Curone che rientra all'interno dei limiti amministrativi del comune. Si tratta di aree classificate a dissesto idraulico areale a pericolosità elevata (“EbA”) e molto elevata (“EeA”). Anche il Rio Calvenza, affluente del torrente Scrivia, è segnalato come elemento a dissesto idraulico a pericolosità elevata[56]. La Figura 7 riporta due stralci della Tavola del PRG di Pontecurone, in cui sono evidenziate le fasce suscettibili a dissesto.



LEGENDA:

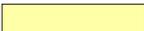
-  Rischio totale R1
-  Rischio totale R2
-  Rischio totale R3
-  Fascia A
-  Fascia B
-  Fascia C
-  Centro abitato - F = Frana
-  Centro abitato - E = Esondazione
-  Limite di bacino idrografico
-  Limite di regione

Figura 6: – Aree di rischio e fasce di rispetto, così come definite dal PAI del Bacino del fiume Po. I punti gialli etichettati con lettera maiuscola indicano la presenza di centri abitati a cui è associato un particolare fattore di rischio (F = Frana, E = Esondazione).

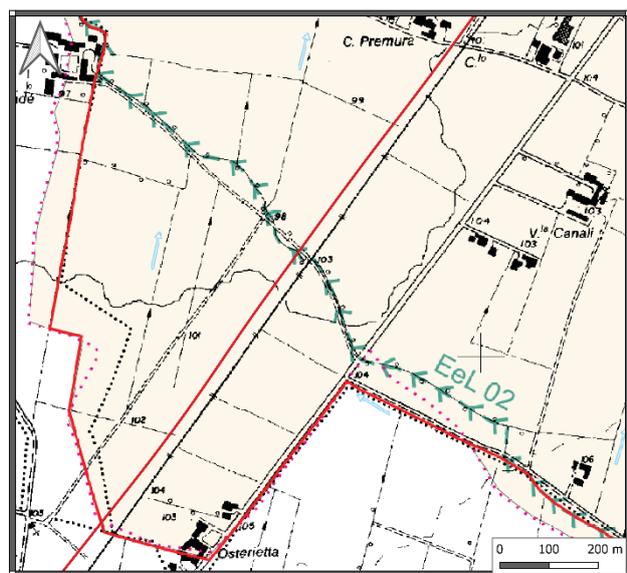
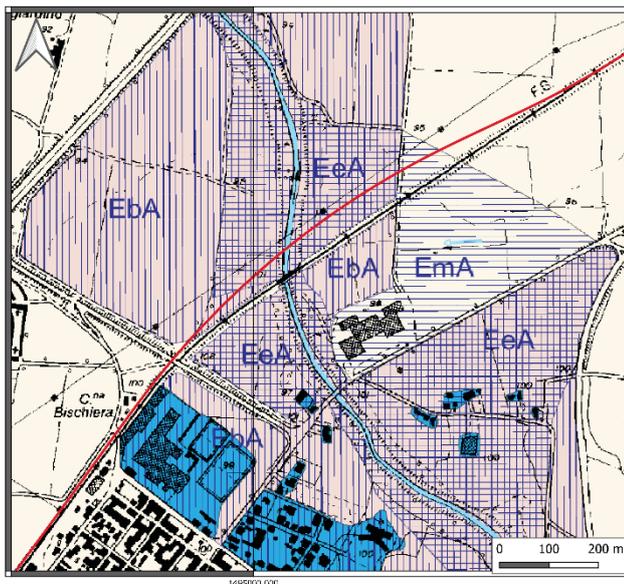


Figura 7.: Stralci della Tavola 8, allegata al PRG di Pontecurone [56]. A sinistra, le aree suscettibili a dissesto sono indicate con le sigle EeA (“dissesto idraulico areale a pericolosità molto elevata”), EbA (“dissesto idraulico areale a pericolosità elevata”) e EmA (“dissesto idraulico areale a pericolosità medio/moderata”). Le aree azzurre riguardano tematismi legati a porzioni edificate, non attinenti a questo contesto. A destra è segnato l'elemento critico dato dal Rio Calvenza (EeL 02).

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA MILANO – GENOVA QUADRUPPLICAMENTO LINEA TORTONA-VOGHERA					
	Relazione Geotecnica generale	COMMESSA IQ01	LOTTO 01	CODIFICA R 26 RB	DOCUMENTO GE 0005 001	REV. A

4.2 MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

Il modello geologico di riferimento è descritto nella Relazione Geologica, Geomorfologica e Idrogeologica cui si rimanda per dettagli. Se ne riporta di seguito un estratto.

In superficie i terreni su cui si sviluppa la tratta sono sempre di tipo alluvionale, con origine fluviale o fluvioglaciale.

Nella carta geologica non è stato indicato il riporto e la coltre di suolo agrario, che altrimenti avrebbe completamente obliterato la litologia sottostante. Lo strato caratterizzato da riporto, suolo agrario e terreno rimaneggiato da opere antropiche è stato però indicato nella sezione, con un colore grigio. Lo spessore di questo strato varia molto da punto a punto e non è possibile individuare una logica per eseguire una interpolazione fra i dati dei sondaggi in quanto lo spessore dello strato rimaneggiato non segue un criterio deposizionale o geologico.

Per questo motivo si è assunto che lo spessore rimaneggiato/antropizzato fosse di circa 3 m nelle zone urbanizzate (Tortona, Voghera e Pontecurone) e di circa 1.5 m in quelle non urbanizzate.

La soggiacenza della falda da piano campagna è stata ricostruita scegliendo per ogni piezometro il minimo valore di soggiacenza registrato nel periodo da dicembre 2020 a maggio 2021 ed interpolando questi valori. Non si tratta quindi di una piezometria reale ma di una piezometria cautelativa, ottenuta interpolando tutti i minimi valori di soggiacenza ricavati dal monitoraggio.

A livello generale lungo la tratta al di sotto di uno strato di riporto (0 in Figura 8), di spessore variabile da 3 a 1.5 m si trovano terreni di tipo argilloso limoso per uno spessore variabile generalmente da 4 a 10 m (2). Generalmente corrispondenza dei corsi d'acqua principali che attraversano il tracciato si individuano depositi grossolani in prossimità della superficie (4) che testimoniano il percorso del paleoalveo. Al di sotto dei terreni limoso argillosi si ritrova uno spessore variabile generalmente da 8 a 25 m di terreni ghiaiosi (3), con intercalate lenti limoso argillose (2). Talvolta lo spessore di sedimenti limoso argillosi sovrastante si riduce fino ad annullarsi, così da porre le ghiaie in diretto contatto con il terreno di riporto.

Al di sotto delle ghiaie, fino alla base ricostruita della sezione, compaiono nuovamente terreni limoso argillosi (2). In prossimità di Tortona la sezione intercetta il substrato (1), che si immerge rapidamente spostandosi da sud verso nord per andare a scomparire al di sotto dell'intervallo ricostruito nella sezione.

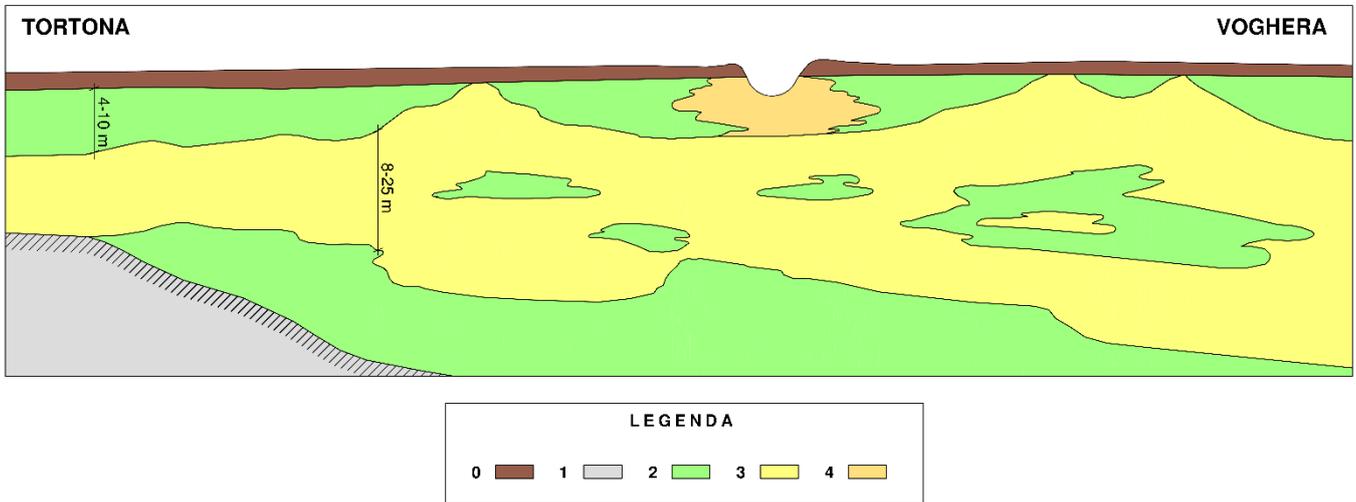


Figura 8: Schema generale dell'assetto geologico lungo il tracciato. 0: riporto; 1: substrato; 2: terreni limoso argillosi; 3: terreni ghiaiosi; 4: paleoalveo

5 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Si riporta di seguito la definizione dell'azione sismica di progetto, mentre per l'inquadramento sismico dell'area in esame si rimanda alla Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e Sismica.

5.1 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4.3 del D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

5.2 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SI AM MA IFS 001 A del 28.03.2018.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V _N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V<250 km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V≥250 Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V _N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.	

Tabella 1: Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione.

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno Vita Nominale **V_N=75**.

5.3 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [C _U]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Tabella 2: Tabella Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria.

Facendo riferimento al "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SI AM MA IFS 001 A del 28.03.2018, – Ponti e strutture - per le strutture di progetto si considera una classe d'uso tipo III con **coefficiente d'uso C_U=1.5**.

5.4 PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.5 = 112.5 \text{ anni (tutte le opere del progetto).}$$

5.5 VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

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

	STATO LIMITE	P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Tabella 3: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato.

da cui si ottiene la seguente Tabella:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

Tabella 4: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato.

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello

stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

5.6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO

5.6.1 Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

5.6.2 Condizioni Topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 5: Classificazione topografica superfici.

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

In base all'assetto stratigrafico, topografico e ai risultati delle prove sismiche DH (campagna 2019), il sottosuolo può essere classificato come riassunto nella seguente tabella (vedi Relazione Geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica):

ID	Prof. (m)	V _{s,eq}	Categoria di sottosuolo	Categoria Topografica
S1_20+460	30	432	B	T1
S2_20+460	30	391	B	T1
S1_20+974	30	390	B	T1
S1_21+882	30	337	C	T1
S1_21+981	30	395	B	T1
S1_22+593	30	287	C	T1
S1_22+826	30	377	B	T1
S1_24+715	30	339	C	T1
S1_25+804	30	317	C	T1
S1_26+177	30	324	C	T1
S1_27+530	30	318	C	T1
S1_29+576	30	369	B	T1
S1_30+690	30	334	C	T1
S1_31+538	30	376	B	T1
S2_31+538	30	407	B	T1
S1_31+785	30	384	B	T1
S1_32+560	30	373	B	T1
S1_32+720	30	274	C	T1
S1_35+890	30	346	C	T1
S1_36+828	30	333	C	T1
S1_37+935	30	285	C	T1
S1_38+788	30	285	C	T1

Tabella 6: Risultati prove DH, categoria di sottosuolo e Categoria topografica.

Per completezza, si riportano di seguito i risultati della campagna geofisica integrativa (prove MASW) a supporto del "PD Quadruplicamento ferroviario Tortona-Voghera".

MASW	Categoria di suolo	Velocità
1	C	304
2	C	291
3	C	298
4	C	239
5	C	283
6	B	385
7	C	339
8	B	396
9	C	335
10	C	315
11	C	305
12	C	331
13	B	420
14	C	308

Tabella 7: Risultati prove MASW, categoria di sottosuolo

5.6.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti che sono riportati di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 8: Tabella delle espressioni per S_s e C_c .

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 9: Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T .

5.6.4 Parametri Sismici di Calcolo

Con riferimento ai risultati delle prove DH (campagna 2019), si riportano di seguito i parametri sismici di calcolo validi per le opere in progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV..

Sondaggio	Anno	Coordinate opera		Parametri sismici SLV					
		Lat (°)	Long (°)	ag/g	Fo	Tc*	S _s	Cc	S _T
S1 31+538	2019	44.967811	8.937035	0.111	2.457	0.279	1.20	1.420	1.00
S2 31+538	2019			0.111	2.457	0.279	1.20	1.420	1.00
S1 31+785	2019	44.968998	8.939563	0.112	2.457	0.279	1.20	1.420	1.00
S1 32+560	2019	44.972956	8.947942	0.112	2.457	0.279	1.20	1.420	1.00
S1 32+720	2019	44.973734	8.949587	0.122	2.456	0.279	1.50	1.600	1.00
S1 35+890	2019	44.989542	8.983029	0.115	2.453	0.279	1.20	1.420	1.00
S1 36+828	2019	44.99405	8.99286	0.113	2.453	0.279	1.20	1.420	1.00
S1 37+935	2019	44.997605	9.00547	0.114	2.453	0.279	1.20	1.420	1.00
S1 38+788	2019	44.999875	9.015933	0.115	2.452	0.279	1.20	1.420	1.00
S1 30+690	2019	44.962207	8.930008	0.112	4.456	0.279	1.20	1.420	1.00
S1 22+593	2019	44.903876	8.868676	0.114	2.449	0.277	1.50	1.600	1.00
S1 22+826	2019	44.905272	8.870805	0.114	2.449	0.277	1.20	1.422	1.00
S1 24+715	2019	44.918123	8.885342	0.114	2.451	0.278	1.20	1.421	1.00
S1 25+804	2019	44.926566	8.893867	0.114	2.451	0.278	1.20	1.421	1.00
S1 26+177	2019	44.929211	8.896564	0.114	2.451	0.278	1.20	1.421	1.00
S1 27+530	2019	44.939042	8.906524	0.113	2.450	0.279	1.20	1.420	1.00
S1 29+576	2019	44.954087	8.921772	0.112	2.454	0.279	1.20	1.420	1.00
S1 20+460	2019	44.895838	8.846119	0.114	2.447	0.277	1.20	1.422	1.00
S2 20+460	2019								
S1 20+974	2019	44.895999	8.851681	0.114	2.447	0.277	1.20	1.422	1.00
S1 21+882	2019	44.899993	8.861471	0.114	2.448	0.277	1.20	1.422	1.00
S1 21+981	2019	44.900528	8.862461	0.114	2.448	0.277	1.20	1.422	1.00

Tabella 10: Parametri sismici di progetto (SLV).

6 ANALISI DI PERICOLOSITÀ RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- 1 Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1 g;
- 2 Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3 Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- 4 Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate nelle figure seguenti (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

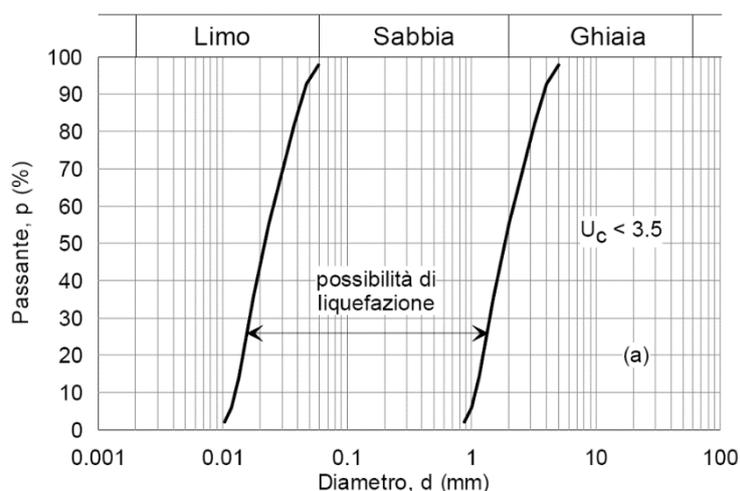


Figura 9: Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ($U_c < 3.5$)

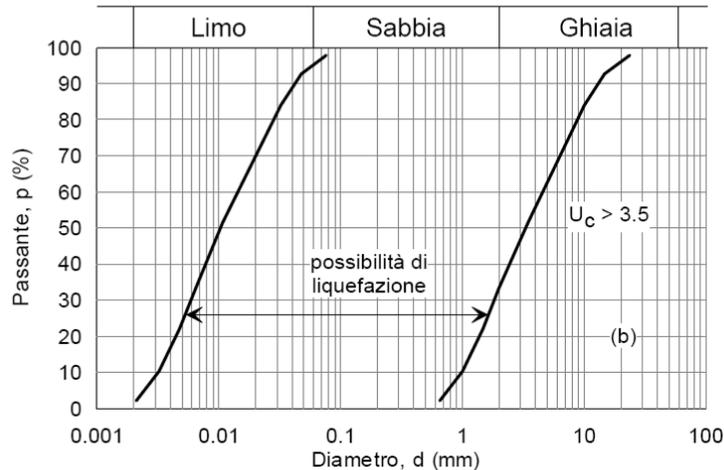


Figura 10: Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ($U_c > 3.5$)

Il criterio di esclusione in base ai valori di a_g (punto 1) non è mai verificato essendo le accelerazioni massime attese, seppur di poco, sempre superiori al massimo consentito.

Il criterio di esclusione in base alla profondità di falda (punto 2) è raramente verificato. Infatti, in base ai dati di monitoraggio disponibili, la minima soggiacenza da p.c. oscilla da circa 8 a circa 16m da p.c.

In generale risultano verificati i criteri di esclusione in base a valore della resistenza penetrometrica (punto 3) o alla distribuzione granulometrica (punto 4) almeno considerando i dati al di sotto della quota di falda e a meno di lenti di materiale a caratteristiche più scadenti. La seguente tabella riporta una sintesi di quanto detto.

Visto l'eterogeneità dei materiali rinvenuti lungo il tracciato, si è preferito valutare il pericolo di liquefazione, a partire dai risultati delle prove SPT condotte nella campagna 2019 (SOCOTEC), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR).

Sondaggio	Anno	Coordinate opera		Criteri di esclusione						Verifica a liquefazione
		Lat (°)	Long (°)	ag/g	a _g < 0.1g	Z _{falda}	Z _{falda} > 15m	(N ₁) ₆₀ >30	Granulometria	
S1 31+538	2019	44.967811	8.937035	0.111	x	10.0	x	✓	x	VERIFICATA
S2 31+538	2019									
S1 31+785	2019	44.968998	8.939563	0.112	x	10.0	x	✓	x	VERIFICATA
S1 32+560	2019	44.972956	8.947942	0.112	x	9.0	x	✓	x	VERIFICATA
S1 32+720	2019	44.973734	8.949587	0.122	x	10.0	x	✓	x	VERIFICATA
S1 35+890	2019	44.989542	8.983029	0.115	x	13.0	x	✓	x	VERIFICATA
S1 36+828	2019	44.99405	8.99286	0.113	x	14.0	x	✓	x	VERIFICATA
S1 37+935	2019	44.997605	9.00547	0.114	x	19.4	✓	x	x	VERIFICATA
S1 38+788	2019	44.999875	9.015933	0.115	x	19.6	✓	x	x	VERIFICATA
S1 30+690	2019	44.962207	8.930008	0.112	x	12.5	x	✓	x	VERIFICATA
S1 22+593	2019	44.903876	8.868676	0.114	x	10.0	x	x	✓	VERIFICATA
S1 22+826	2019	44.905272	8.870805	0.114	x	9.5	x	x	✓	VERIFICATA
S1 24+715	2019	44.918123	8.885342	0.114	x	13.0	x	✓	✓	VERIFICATA
S1 25+804	2019	44.926566	8.893867	0.114	x	12.0	x	x	✓	VERIFICATA
S1 26+177	2019	44.929211	8.896564	0.114	x	14.0	x	✓	x	VERIFICATA
S1 27+530	2019	44.939042	8.906524	0.113	x	10.0	x	✓	x	VERIFICATA
S1 29+576	2019	44.954087	8.921772	0.112	x	10.5	x	✓	x	VERIFICATA
S1 20+460	2019	44.895838	8.846119	0.114	x	4.0	x	✓	✓	VERIFICATA
S2 20+460	2019									
S1 20+974	2019	44.895999	8.851681	0.114	x	15.6	✓	x	✓	VERIFICATA
S1 21+882	2019	44.899993	8.861471	0.114	x	9.0	x	✓	✓	VERIFICATA
S1 21+981	2019	44.900528	8.862461	0.114	x	9.0	x	✓	✓	VERIFICATA

Tabella 11: Esito delle verifiche a liquefazione eseguite lungo il tracciato

6.1 METODO DI ANALISI

La valutazione del pericolo di liquefazione è stata condotta in accordo al metododi Seed&Idriss (1971), illustrato in dettaglio in “*Liquefaction Resistance Of Soil: Summary Report From The 1996 NCEER And 1998 NCEER/NSF Workshops On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils*”, confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico

normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco a_{max} come segue:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d$$

dove:

a_{max} accelerazione di picco al sito

g accelerazione di gravità

σ_{vo} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali

σ'_{vo} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci

r_d coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna.

Il valore del coefficiente di riduzione r_d può essere calcolato come:

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)}$$

nella quale:

z = profondità al di sotto della superficie del terreno in metri

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlino la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, come meglio descritto nel seguito.

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata in Figura 11 originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e rivisita dagli Autori.

In Figura 11 il rapporto di resistenza ciclica CRR è plottato in funzione della resistenza penetrometrica SPT espressa come numero corretto di colpi $N_{1(60)}$, ossia normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa e corretto per un valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale).

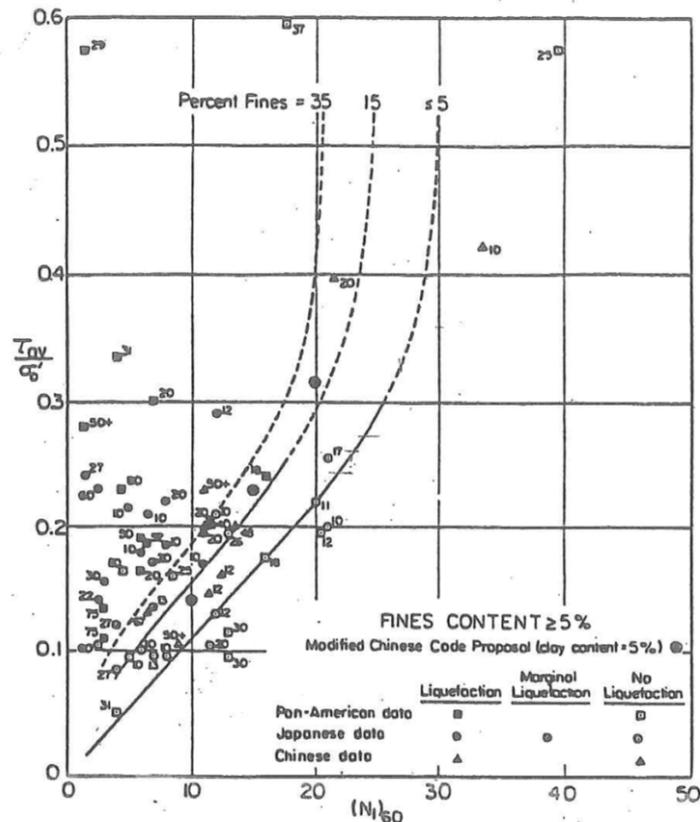


Figura 11: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e $N_1(60)$ – sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

Nella suddetta figura, la curva CRR per un contenuto di fini minore del 5% è la base della procedura semplificata e può essere approssimata con la seguente equazione:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Questa equazione è valida per $(N_1)_{60} < 30$. Per valori $(N_1)_{60} \geq 30$, i terreni granulari puliti risultano troppo addensati per poter liquefare e quindi sono classificati come “non-liquefacibili”. Questo è anche in accordo con quanto riportato nelle NTC sopra citate. **Nelle verifiche i valori $(N_1)_{60} \geq 30$ sono stati pertanto omessi.**

Inoltre, l'equazione $CRR_{7.5}$ è valida solo per terremoti di Magnitudo pari a 7.5 e richiede pertanto una correzione a mezzo di opportuno fattore di scala.

Influenza del contenuto di fini

Secondo Seed et al (1985) si osserva un apparente aumento del valore del rapporto di resistenza ciclica CRR con l'aumento del contenuto di fini FC. Per tener conto di tale circostanza, il valore della resistenza alla penetrazione viene corretta sulla base della seguente relazione:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

nella quale:

$$\alpha \rightarrow = 0 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\alpha \rightarrow = \exp[1.76 - (190/FC^2)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha \rightarrow = 5 \text{ per } FC \geq 35\%$$

$$\beta \rightarrow = 1 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\beta \rightarrow = [0.99 + (FC/1000)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta \rightarrow = 1.2 \text{ per } FC \geq 35\%$$

Nelle verifiche è stato considerato il contenuto medio di fini relativo alla unità geotecnica in corrispondenza della quale è stata eseguita la prova penetrometrica. Questo è dovuto al fatto che il materiale interessato dalle SPT nn è stato campionato e quindi le relative prove di laboratorio sono non disponibili.

Altre correzioni

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

In questa espressione:

C_N = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace.

C_E = coefficiente correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 %

C_B = fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio

C_S = fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore

C_R = fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice

C_S = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza del tipo di campionatore.

I valori di $(N_1)_{60}$ sono stati desunti dalle relazioni dei singoli sondaggi relativi alla campagna 2019 (Socotec)

Fattore di scala in funzione della Magnitudo

La seguente tabella mostra i valori del coefficiente di scala MSF forniti da diversi autori in funzione della magnitudo. Si nota che, per valori di magnitudo inferiori a 7.5, tale fattore è sempre maggiore dell'unità.

Nelle verifiche a liquefazione, è stato posto cautelativamente MSF=1.0.

Tabella 12: : Valori del fattore di scala dovuto alla Magnitudo definito da vari autori (Youd e Noble 1997)

Magnitudo, M (1)	Seed and Idriss (1982) (2)	Idriss ^a (3)	Ambraseys (1988) (4)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997) (7)	Youd and Noble (1997b)		
				Distance based (5)	Energy based (6)		$P_L < 20\%$ (8)	$P_L < 32\%$ (9)	$P_L < 50\%$ (10)
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

Correzione in funzione delle tensioni verticali

La resistenza alla liquefazione aumenta con l'incremento delle tensioni di confinamento, questo incremento non è lineare. Di conseguenza occorre introdurre un fattore correttivo del quale Hynes e Olsen (1989) forniscono l'equazione:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{(f-1)}$$

Con f che è funzione delle condizioni del sito tra le quali la densità relativa, il grado di consolidazione e la storia tensionale.

Il valore del coefficiente f è stato determinato come segue

$$40 < DR < 60 \quad 0.7 < f < 0.8$$

$$60 < DR < 80 \quad 0.6 < f < 0.7$$

Hynes e Olsen raccomandano l'utilizzo di tali valori per una stima conservativa di K_σ .

L'espressione del fattore di sicurezza alla liquefazione è dato da:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_{\sigma}$$

6.2 RISULTATI

Nella figura seguente si riportano in sintesi i risultati della verifica a liquefazione.

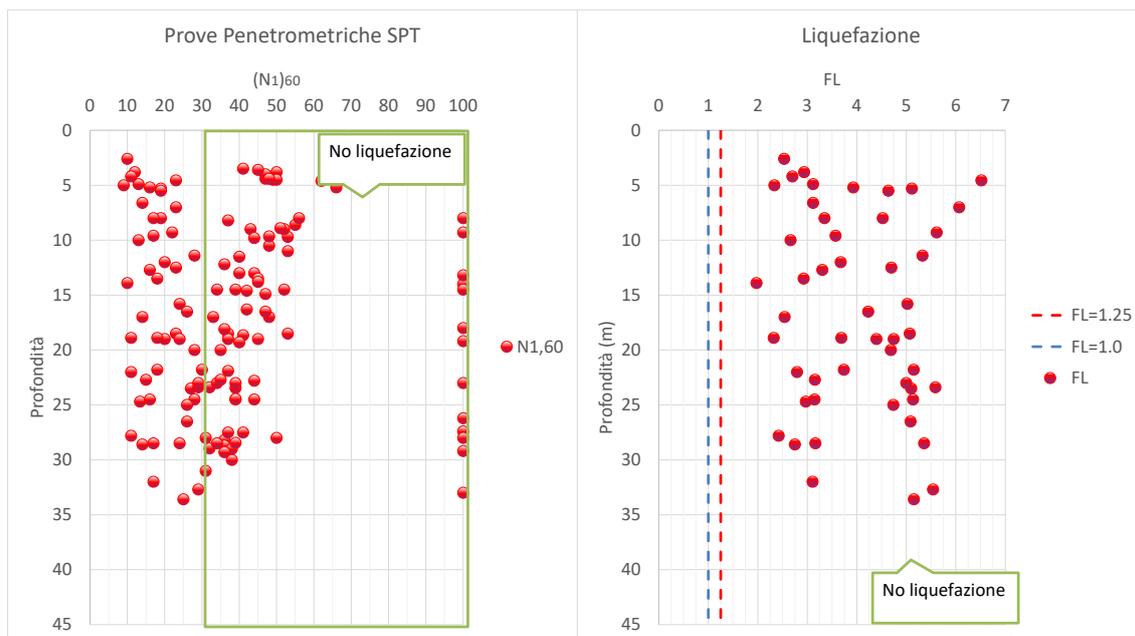


Figura 12: Risultati verifiche a liquefazione

Mentre le NTC2018 lasciano al progettista l'onere di valutare l'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione, l'EC8 suggerisce di utilizzare un $FS > 1.25$ per tener conto del potenziale insorgere di deformazioni anche significative per valori di $FS > 1.0$.

Come illustrato nella figura precedente, il fattore di sicurezza FL risulta sempre maggiore di 1.25, pertanto la verifica a liquefazione può considerarsi soddisfatta.

7 INDAGINI GEOGNOSTICHE

7.1 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni, e la successiva definizione del Modello Geotecnico di sottosuolo, sono ottenuti sulla base dei risultati delle indagini geognostiche e geofisiche disponibili di seguito elencate:

- 1) campagna di indagini Italferr 2009, finalizzata alla progettazione definitiva del quadruplicamento Tortona-Voghera;
- 2) campagna di indagini Italferr 2019, redatta nell'ambito dell'Accordo Quadro generale *“per la verifica di idoneità all’innalzamento della velocità fino a 180 km/h in rango C sulle oere d’arte della linea Milano-Genova nella tratta Pavia-Tortona”*;
- 3) campagna di indagini Italferr 2020, finalizzata alla progettazione definitiva del quadruplicamento Tortona-Voghera.

Nel complesso le campagne geognostiche contano circa una settantina di sondaggi spinti fino a 60 metri di profondità dal piano campagna, con prelievo di circa 550 campioni, tra rimaneggiati ed indisturbati, ed esecuzione di prove in foro (tra le quali prove penetrometriche, geofisiche tipo DH, prove di permeabilità tipo Lefranc) ed installazione di piezometri per il monitoraggio della falda.

Per ciascun sondaggio è stato eseguito il rilievo della stratigrafia con esecuzione di fotografie a colori del materiale depositato in cassetta.

Sui campioni prelevati sono state eseguite prove di laboratorio, in particolare analisi granulometrica, determinazione dei limiti di Atterberg, prove di taglio diretto, prove triassiali e prove edometriche.

Data la numerosità dei dati provenienti dalle suddette indagini, l'elencazione dei risultati di tutte le prove in sito e di laboratorio non verrà riportata nel presente elaborato. Per tutti questi dettagli si rimanda agli elaborati dedicati.

Nel prosieguo i risultati principali verranno riportati generalmente in forma grafica e ne verrà fornita una sintesi utile alla definizione delle caratteristiche delle singole unità geotecniche.

8 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano, nei paragrafi che seguono, le modalità seguite per l'interpretazione dei risultati delle indagini svolte.

8.1 TERRENI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)

La caratterizzazione dei terreni a grana grossa avverrà essenzialmente ai risultati delle prove in sito, in particolare in base ai risultati delle prove penetrometriche, e, ove disponibili, ai risultati delle prove di laboratorio, queste ultime eseguite generalmente su campioni rimaneggiati.

8.1.1 Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle analisi granulometriche.

8.1.2 Stato di addensamento (D_R)

a) Gibbs e Holtz (1957)

$$D_R = 1.5 \cdot \left(\frac{N_{60}}{F} \right)^{0.222} - 0.6$$

$$F = 0.65 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16.8 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14$$

b) Meyerhof (1957)

$$D_R = 0.21 \cdot \left(\frac{N_{60}}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0.7} \right)^{0.5}$$

c) Yoshida e Kokuso (1988)

$$D_R = 0.22 \cdot N_{60}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \quad \text{sabbia fine}$$

$$D_R = 0.18 \cdot N_{60}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \quad \text{sabbia 75% ghiaia 25%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{60}^{0.44} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.13} \quad \text{sabbia 50% ghiaia 50%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{60}^{0.46} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.12} \quad \text{tutti i terreni granulari}$$

d) Skempton (1989)

$$D_R = 100 \cdot \left(\frac{N_{1(60)}}{60} \right)^{0.5}$$

8.1.3 Resistenza in terreni incoerenti (ϕ')

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate correlazioni che passano per la stima della D_r , stimata come descritto nel paragrafo precedente, e correlazioni che forniscono direttamente l'angolo di attrito in funzione del numero di colpi.

a) Schmertmann (1977)

$$\phi = 38.5 + 0.08 \cdot D_R \quad \text{sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\phi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\phi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\phi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo: D_r = densità relativa

b) Schmertmann (1975)

$$\phi = \arctan \left(\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \right)^{0.34},$$

c) Hatanaka & Uchida (1996)

$$\phi = 20 + (15.4 \cdot N_{1(60)})^{0.5}$$

8.1.4 Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti sono state stimate per mezzo delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole).

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati e fondazioni, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ($E_{op}' = E_0/10$).

8.2 DEPOSITI COESIVI

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine si è proceduto alla definizione dei parametri non drenati e drenati. In particolare, si è fatto riferimento ai risultati delle prove in sito e di laboratorio

8.2.1 Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche;
- Pesi di volume naturale e secco;
- Contenuti d'acqua naturale;
- Limiti di Atterberg.

8.2.2 Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati principalmente sui risultati delle prove di laboratorio ovvero:

- Prove di taglio diretto
- Prove triassiali

Per la resistenza al taglio in condizioni non drenate sono state eseguite prove di laboratorio numericamente non significative rispetto alla mole dei campioni prelevati. Pertanto la coesione non drenata è stata stimata a partire dalla interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (5.0 \div 5) \times NSPT \text{ (kPa)}$$

I valori sono stati poi riportati nello stesso grafico, con indicato anche l'andamento della resistenza al taglio per un terreno normal-consolidato ricavato dalla seguente relazione: $c_{uNC} = 0.23 \cdot \sigma'_v$.

8.2.3 Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi sono state stimate dall'interpretazione delle indagini sismiche in sito (Down Hole).

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

9 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riporta, nei paragrafi che seguono, la caratterizzazione geotecnica dei materiali rinvenuti nell'area di progetto basata sull'interpretazione dei dati disponibili.

9.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE

Di seguito si elencano le unità geotecniche individuate lungo il tracciato:

- **Terreno di riporto – Unità R:** si tratta dello spessore di terreno vegetale e materiale di riporto, rinvenuto a profondità variabile sino ad una profondità massima di 5 m da p.c., costituito prevalentemente da limo argilloso, sabbioso-ghiaioso con resti vegetali e inclusi clasti e presenza di frammenti centimetrici di laterizio;
- **Ghiaie - Unità G(L,S):** si tratta principalmente di Ghiaia limosa, sabbiosa debolmente argillosa di colore da marroncino a grigiastro, con intercalazioni a maggiore percentuale sabbiosa e/o limosa. Da mesiamete addensata ad addensata;
- **Limi - Unità L(A,S):** il materiale è costituito mediamente da limo argilloso, sabbioso di colore marroncino, con occasionali clasti subcentimetrici con livelli di sabbie limose e sporadiche ghiaie sabbiose, i campioni più di materiale a granulometria più grossolana sono stati rinvenuti entro i primi 25m di profondità da p.c.;
- **Substrato - Unità Mar:** si tratta mediamente di limo con argilla debolmente sabbioso e a argilla sabbioso-limosa di colore grigio-scuro, a luoghi parzialmente marnosa e/o marnosa, a marna. Struttura parzialmente scagliosa, materiale estremamente consistente. Questa unità è stata rinvenuta nei sondaggi eseguiti nella porzione meridionale del tracciato, ovvero quelli prossimi all'abitato di Tortona, a profondità superiori a circa 12-15m dal piano campagna.

Nella modello geologico di riferimento, è presente una unità costituita da Sabbie distinta in base alle descrizioni riportate nelle stratigrafie dei sondaggi. Analizzando i campioni prelevati nelle varie campagne di indagine, quelli a prevalente componente sabbiosa rappresentano meno del 2% e risultano costituiti da sabbie-limose e sabbie con limo, quest'ultimo compreso tra 13 e 40% (mediamente 27%). Pertanto, ai fini della caratterizzazione geotecnica del sito, questi materiali sono stati considerati come lenti di materiale sabbioso-limoso all'interno delle unità principali (Ghiaie e Limi).

9.1.1 Unità G(L,S)]

9.1.1.1 Identificazione

Questa unità è stata rinvenuta praticamente in tutti i sondaggi eseguiti nell'area di progetto fino ad una profondità di 40m dal piano campagna. Ad eccezione delle aree in corrispondenza dei corsi d'acqua principali (es. il torrente Curone), questa unità non è quasi mai affiorante. In generale infatti è stata rinvenuta al di sotto dell'unità dei limi, descritta nel capitolo successivo, o frammista allo strato di terreni di riporto superficiali.

Si tratta principalmente di “ghiaia poligenica, eterometrica in matrice sabbioso-limosa di colore da marroncino a grigiastro con intercalazioni a maggiore percentuale sabbiosa e/o limosa. Da mediamente addensata ad addensata”.



Figura 13: Foto del materiale in cassetta – Unità G(L,S)
[S1 36+828, 20.00-25.00]



Figura 14: Foto del materiale in cassetta – Unità G(L,S)
[S13 20.00-25.00]

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati principalmente campioni rimaneggiati, su cui sono state eseguite di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (Figura 15):

- ghiaia compresa fra 0.0 e 90.8 % (media 52.9%);
- sabbia compresa fra 1.3 e 66.8 % (media 18.8%);
- limo compreso fra 3.5 e 80.8 % (media 21.7%);
- argilla compresa fra 0.0 e 39.0 % (media 6.7%).

Per quanto sopra l'unità **G(S,L)** è classificabile mediamente come **Ghiaia limosa, sabbiosa debolmente argillosa**.

Da un punto di vista granulometrico, l'unità si presenta piuttosto omogenea con la profondità con intercalazioni fini presenti lungo tutta la verticale indagata (Figura 16).

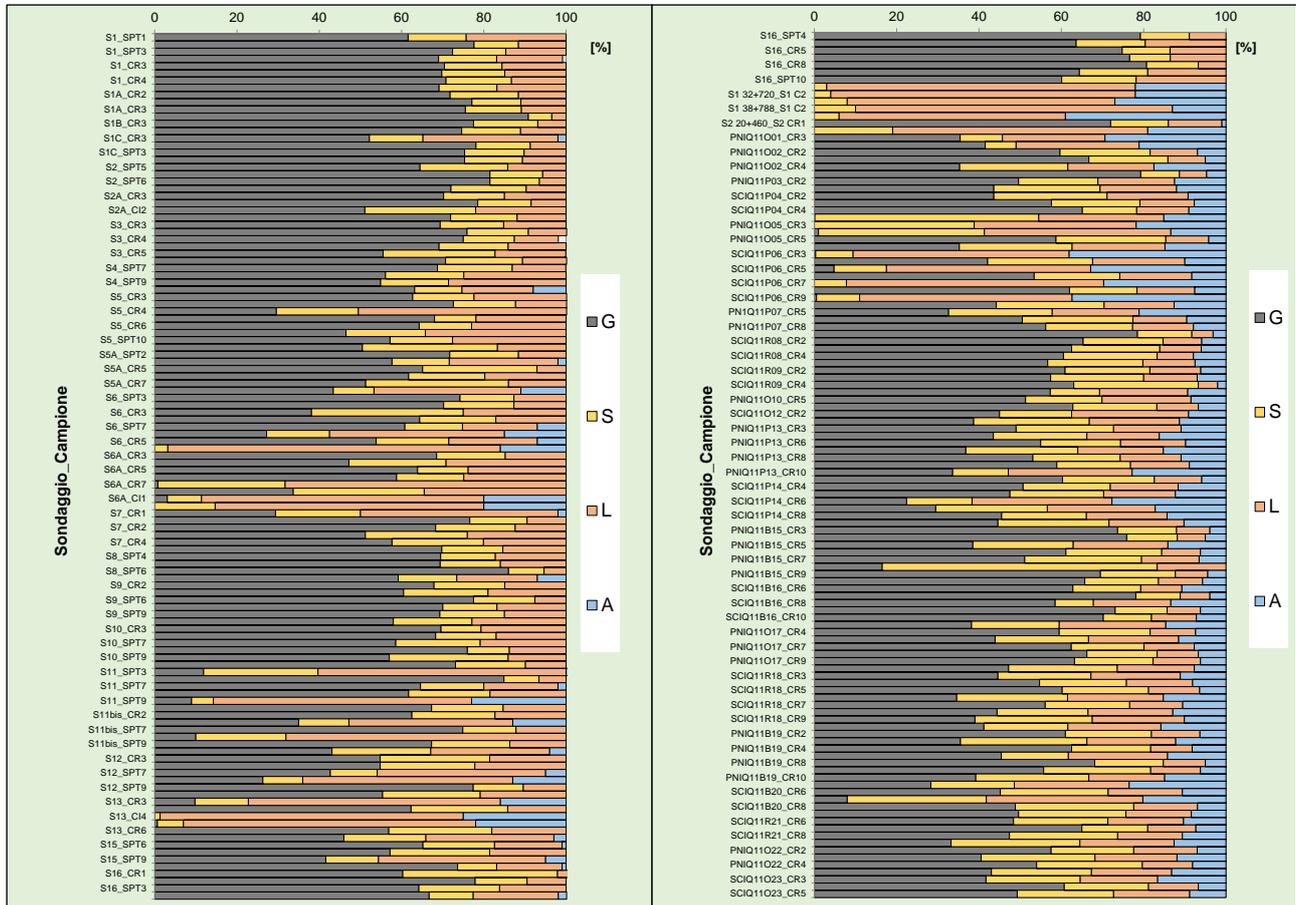


Figura 15: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità G(S,L)

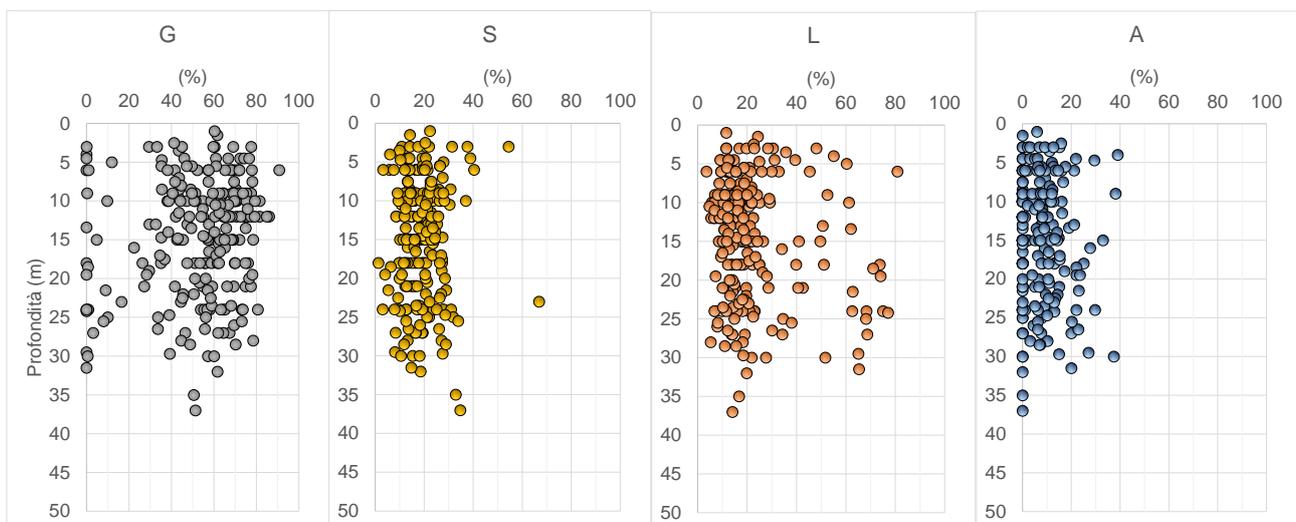


Figura 16: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità G(S,L)

Il peso specifico dei grani è risultato compreso tra 26.0 e 27.7 kN/m³ (media 27.1 kN/m³), mentre il peso dell'unità di volume, determinato sui pochi campioni indisturbati prelevati generalmente in corrispondenza delle intercalazioni più fini, è risultato compreso tra 18.3 e 20.3 kN/m³ (media 19.4 kN/m³).

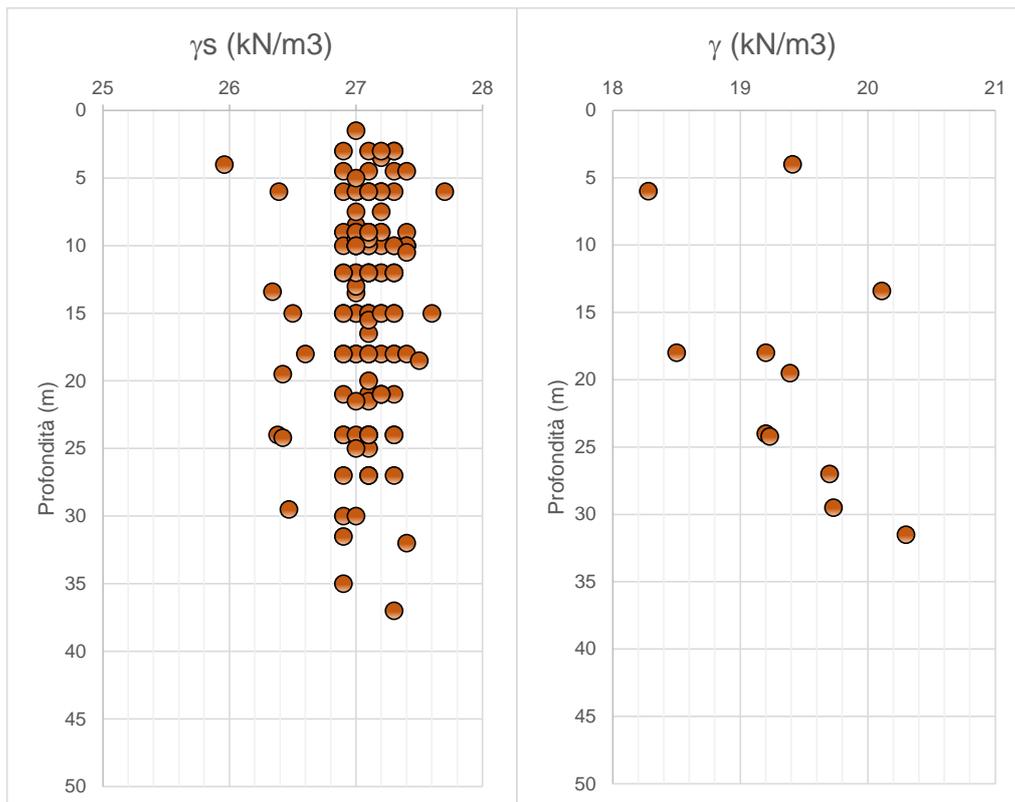


Figura 17: Peso specifico (γ_s) peso dell'unità di volume (γ) al variare della profondità da p.c. – Unità G(S,L)

Il limite liquido è compreso tra 16 e 63% (media 28%), il limite plastico tra 11 e 25%, l'indice plastico tra 3 e 40% (media 18%, plastico) (Figura 18). I limiti sono stati ottenuti sulla frazione fine del campione (passante al vaglio 0.425mm per le indagini 2020), laddove la frazione grossolana (ghiaia e sabbia) risulta preponderante, oppure sul materiale allo stato naturale su campioni relativi a lenti più fini all'interno dell'unità delle ghiaie.

In base alla carta di plasticità (Figura 19) i campioni dell'unità G(S,L) sono per la maggior parte ascrivibili alle "Argille inorganiche di media-bassa plasticità". Il valore dell'indice di consistenza I_c , determinato in genere sui campioni indisturbati, è risultato di poco inferiore all'unità e pertanto la consistenza del materiale è generalmente solido-plastica. Per quanto detto sopra, tali caratteristiche vanno attribuite alla matrice fine o alle lenti limose all'interno dell'unità delle ghiaie.

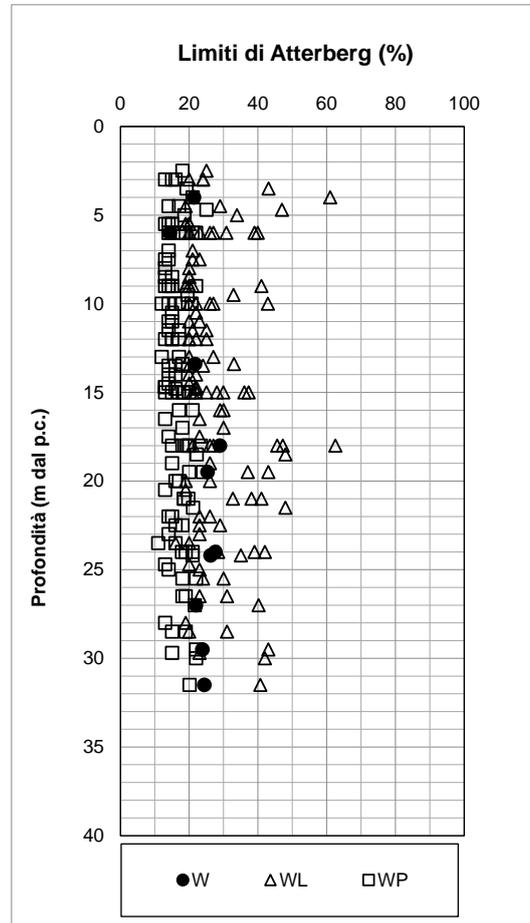


Figura 18: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità G(S,L)

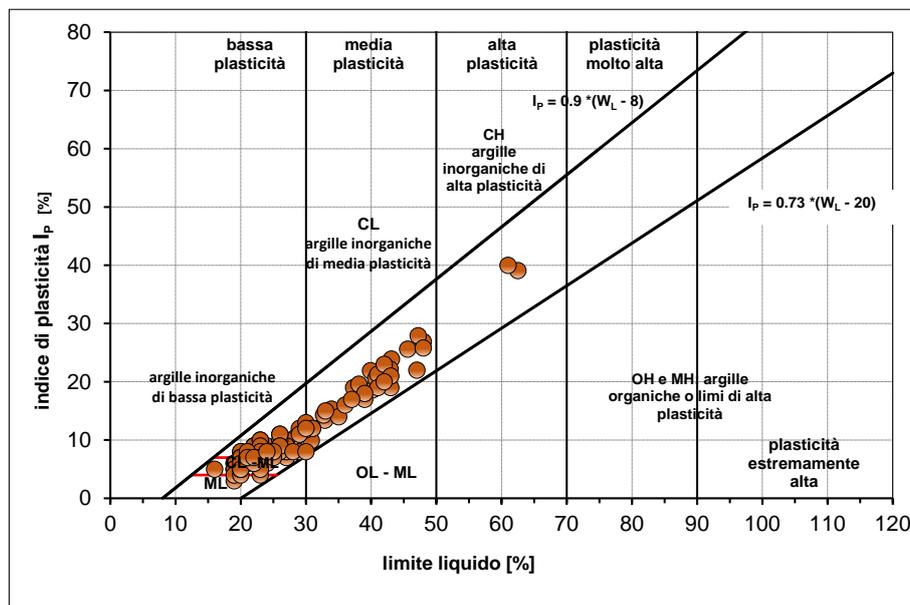


Figura 19: Carta di plasticità di Casagrande – Unità G(S,L)

9.1.1.2 Parametri di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati prelevati in corrispondenza dei livelli più fini (in prevalenza limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi) presenti all'interno dell'unità ghiaiosa, sono state eseguite prove di laboratorio (taglio diretto e triassiali CIU) volte a determinare i parametri di resistenza al taglio. I risultati di queste prove sono riassunti di seguito

	Taglio diretto	TX-CIU	
$c' =$	0.0 ÷ 20.7	28.3 ÷ 37.0	(kPa) coesione drenata
$\varphi' =$	22.2 ÷ 31.4	26.6 ÷ 28.1	(°) angolo di resistenza al taglio

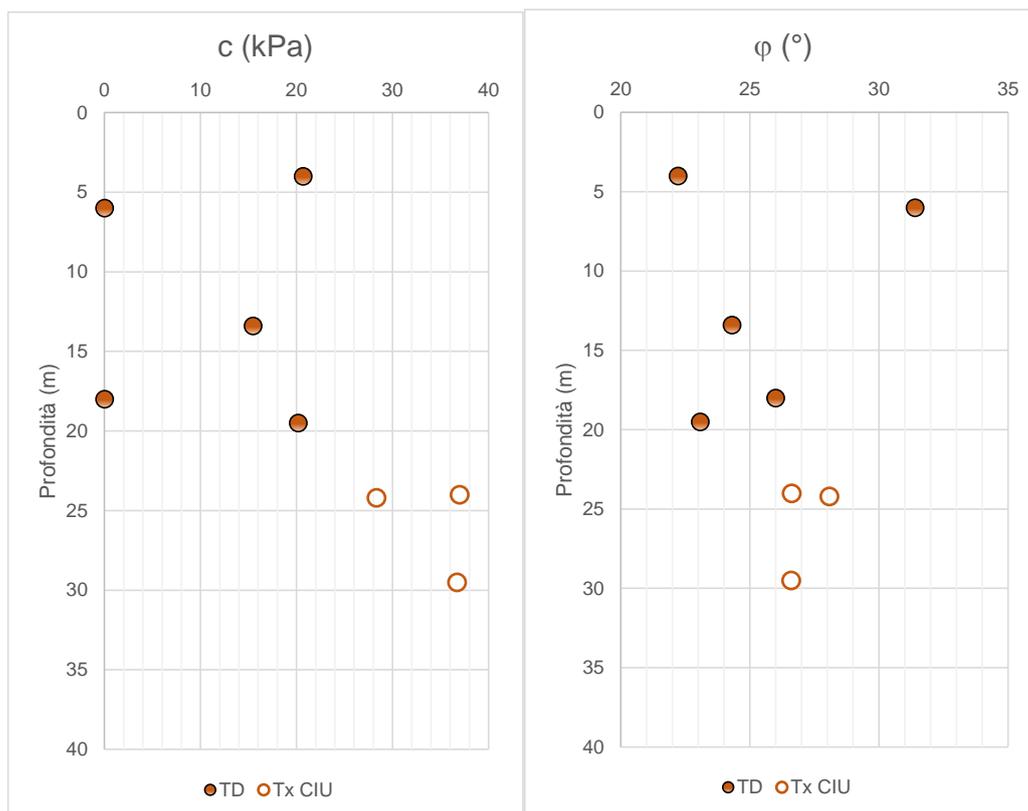


Figura 20: Coesione efficace (c'), angolo di resistenza al taglio (φ) al variare della profondità da p.c. – Unità G(S,L)

In generale, la stima dei parametri di resistenza dell'unità è affidata all'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche (SPT) Figura 21, piuttosto che alle prove di laboratorio sopra riportate.

Queste forniscono valori della resistenza alla penetrazione rappresentativi di un materiale da mediamente addensato ad addensato con un andamento lievemente decrescente con la profondità.

A partire dalla resistenza alla penetrazione è stato valutato, per mezzo delle correlazioni riportate nel paragrafo 8.1.2, lo stato di addensamento del materiale in posto (Figura 22). Facendo riferimento ai valori medi di densità relativa (D_r) calcolati, il materiale risulta generalmente da “mediamente addensato” ad “addensato”, “molto addensato” nei primi 15m.

A partire dalla resistenza alla penetrazione e dai valori medi della D_r così ottenuti, è stata stimata la resistenza al taglio (angolo di attrito), per mezzo delle correlazioni riportate nel paragrafo 8.1.3..

Facendo riferimento ai valori minimi di φ (Figura 23), si ottengono i seguenti valori:

$\varphi = 26.6^\circ \div 46^\circ$ (media 42°) da 0 a 15 m da p.c.

$\varphi = 26.3^\circ \div 45.0^\circ$ (media 39°) da 15 a 40 m da p.c.

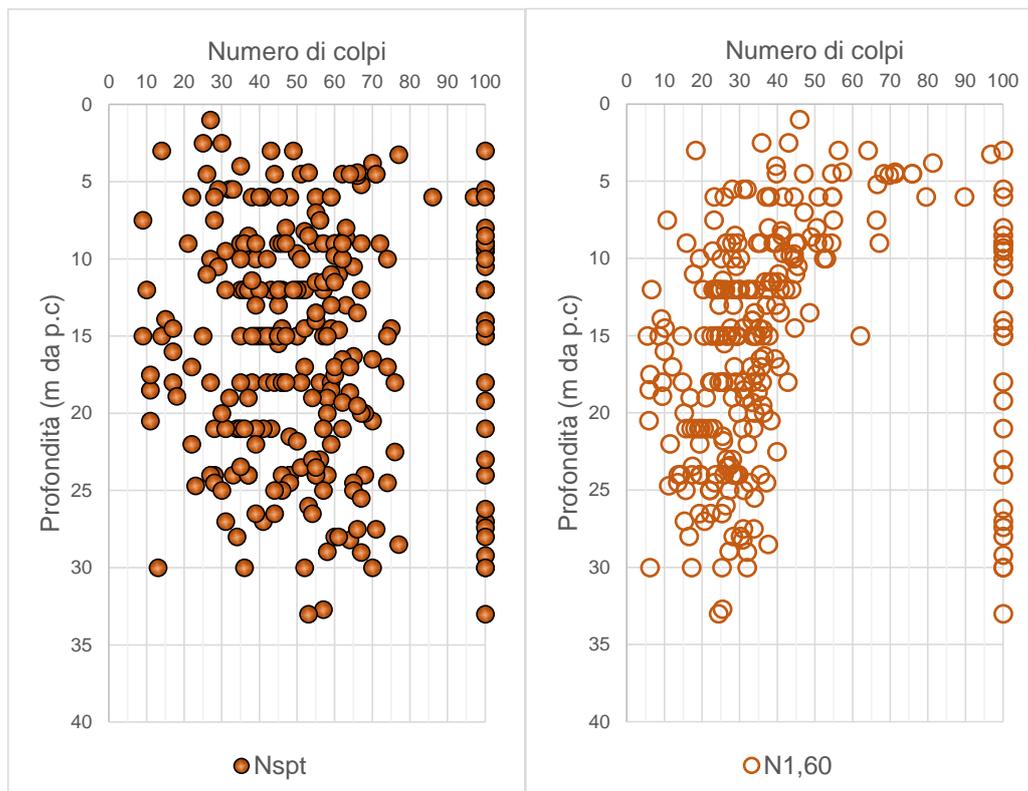


Figura 21: Valori del numero di colpi N_{spt} e $N_{1,60}$ al variare della profondità da p.c. – Unità G(S,L)
[alle prove “a rifiuto” è stato assegnato un numero di colpi pari a 100]

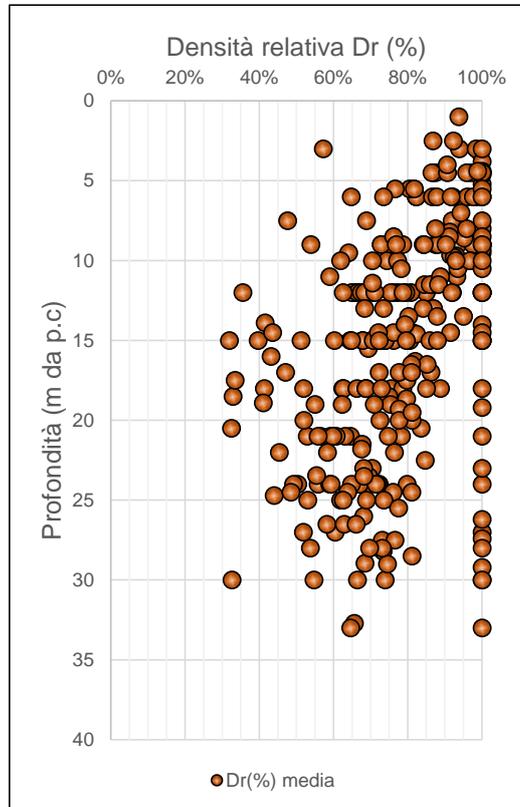


Figura 22: Densità relativa al variare della profondità da p.c. – Unità G(S,L)

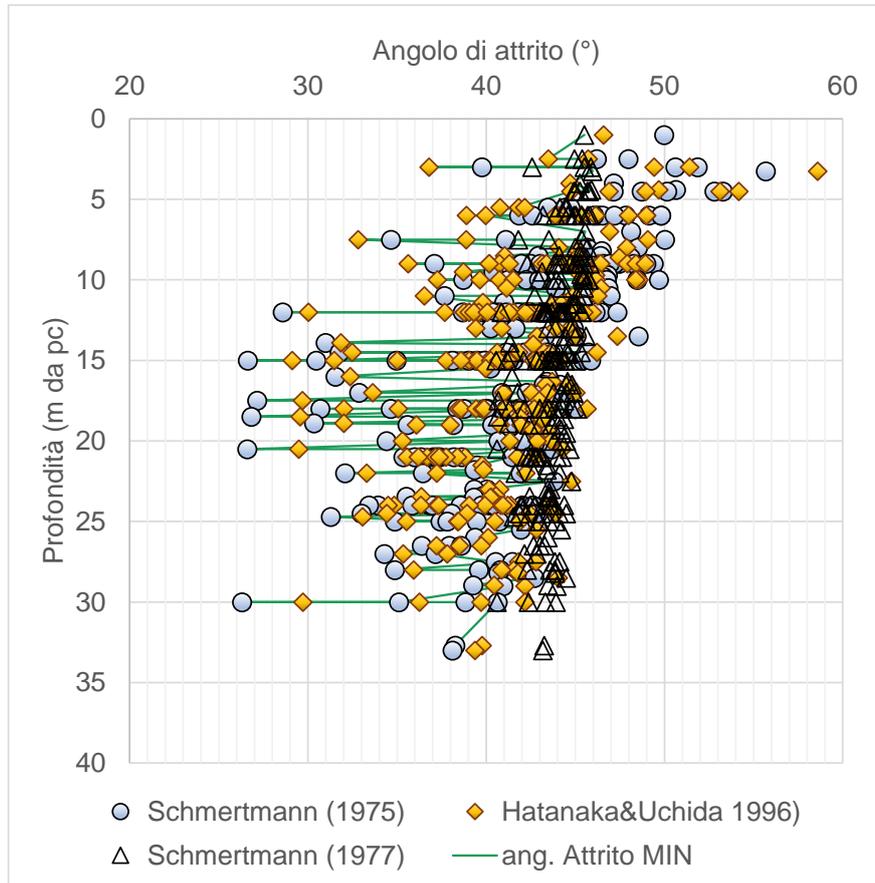


Figura 23: Angolo di resistenza al taglio al variare della profondità da p.c. – Unità G(S,L)

9.1.1.3 Parametri di deformabilità

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dai risultati delle indagini sismiche DH i cui risultati sono sintetizzati nella tabella Tabella 13.

Sondaggio	Profondità		Vp (m/s)	Vs (m/s)	Poisson	Eo (MPa)
	(m)	(m)				
S1 20+974	0	7	855	284	0.4	410
S1 20+460	2	6	886	322	0.4	524
S1 21+981	4	8	1159	397	0.4	826
S1 31+785	6	8	1402	400	0.5	876
S1 21+882	5	10	1545	416	0.5	963
S1 22+826	2	14	1198	446	0.4	1039
S1 20+460	6	11	2286	517	0.5	1619
S1 22+593	4	14	1626	370	0.5	777
S1 20+974	7	11	2239	541	0.5	1760
S1 24+715	8	12	1305	543	0.4	1533
S1 27+530	4	18	1532	352	0.5	697
S1 36+828	4	19	1604	435	0.5	1062
S1 21+981	8	15	1051	459	0.4	1055
S1 25+804	9	15	1247	405	0.4	873
S1 32+720	9	18	1536	405	0.5	917
S1 35+890	6	22	1514	432	0.5	1033
S1 37+935	8	21	1600	391	0.5	860
S1 30+690	10	20	1058	340	0.4	604
S1 24+715	12	19	1619	454	0.5	1157
S1 32+560	6	27	1804	439	0.5	1109
S1 38+788	12	24	1661	419	0.5	997
S1 29+576	8	31	1612	481	0.5	1292
S1 26+177	10	30	1491	411	0.5	936
S1 32+720	18	23	1262	254	0.5	354
S1 20+460	19	22	2165	508	0.5	1545
S1 31+785	11	31	1757	460	0.5	1209
S1 31+538	8	35	1638	471	0.5	1243
S2 31+538	8	35	1617	491	0.4	1342
S1 32+720	23	27	1839	393	0.5	899
S1 36+828	21	29	1644	378	0.5	813
S1 30+690	20	35	1745	572	0.4	1836
S1 27+530	22	35	2220	510	0.5	1567
S1 25+804	21	38	2837	530	0.5	1802
S1 38+788	24	37	1742	383	0.5	845
S1 37+935	26	38	2111	451	0.5	1214
S1 36+828	29	38	2006	443	0.5	1158
S1 26+177	30	38	2478	609	0.5	2281
S1 32+720	35	38	2067	392	0.5	917

Tabella 13: Risultati delle prove geofisiche – Unità G(S,L)]

Le prove DH (vedi Figura 24), mostrano un incremento di rigidità a profondità superiori a 15m. Per dar conto di questo, al modulo di deformazione è stato attribuito un andamento lineare con la profondità.

All'unità G(S,L) possono essere quindi attribuiti i seguenti valori dei moduli operativi:

Profondità (m da p.c.)	E0 (MPa)	E0/5 (MPa)	E0/10 (MPa)
0-15	790 - 1150	158 - 230	79 - 115
>15	54 * z	11 * z	5.4 * z

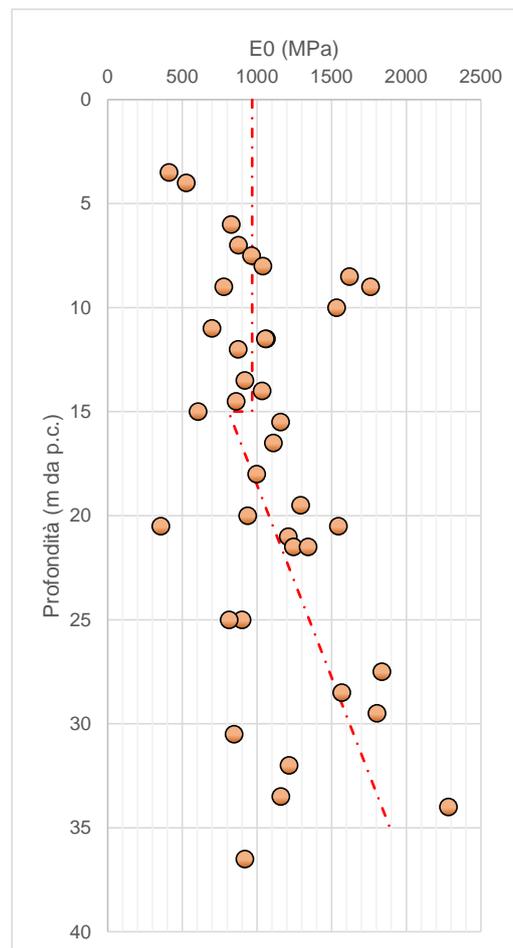


Figura 24: Modulo dinamico E0 variare della profondità da p.c. – Unità G(S,L)

9.1.1.4 Permeabilità

La permeabilità dell'unità geotecnica è stata stimata mediante num. 27 prove Lefranc i cui risultati sono stati riportati nella seguente tabella. La permeabilità misurata è compresa tra 4.8×10^{-7} e 5.7×10^{-4} m/sec (media 5×10^{-5} m/sec).

Sondaggio	profondità di prova (m da pc)		Permeabilità (m/sec)
S1 (2009)	11.00	12.00	8.21E-06
S1_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	1.40E-05
S1_2020 (Vicenzetto)	8.50	9.00	7.40E-05
S1_2020 (Vicenzetto)	7.50	8.00	-
S11_2020 (Vicenzetto)	4.50	5.00	1.40E-05
S12 (2009)	14.00	15.00	3.11E-06
S13_2020 (Vicenzetto)	15.00	15.50	1.40E-05
S14 (2009)	13.00	14.00	2.34E-06
S15_2020 (Vicenzetto)	15.00	15.50	1.10E-04
S16 (2009)	16.00	17.00	8.23E-07
S16_2020 (Vicenzetto)	10.50	11.00	5.40E-05
S17 (2009)	12.00	13.00	4.81E-07
S18 (2009)	21.00	22.00	6.50E-06
S1A_2020 (Vicenzetto)	1.40	2.00	1.10E-06
S1B_2020 (Vicenzetto)	8.90	9.50	5.00E-05
S1C_2020 (Vicenzetto)	7.50	8.00	-
S2 (2009)	11.00	12.00	7.01E-06
S2_2020 (Vicenzetto)	10.00	105.00	3.50E-05
S20 (2009)	22.00	23.00	7.12E-06
S23 (2009)	14.00	15.00	1.05E-06
S2A_2020 (Vicenzetto)	15.00	15.50	3.40E-05
S3_2020 (Vicenzetto)	13.50	14.00	-
S5 (2009)	14.00	16.00	4.73E-06
S5_2020 (Vicenzetto)	13.00	13.50	1.80E-04
S5A_2020 (Vicenzetto)	14.90	15.80	6.30E-05
S6 (2009)	18.00	19.50	8.53E-07
S6A_2020 (Vicenzetto)	15.00	15.50	5.60E-05
S7 (2009)	11.00	12.00	3.90E-06
S7_2020 (Vicenzetto)	16.40	17.00	5.70E-04
S9 (2009)	14.00	15.00	1.38E-06

Tabella 14: Risultati delle prove Lefranc – Unità G(S,L)

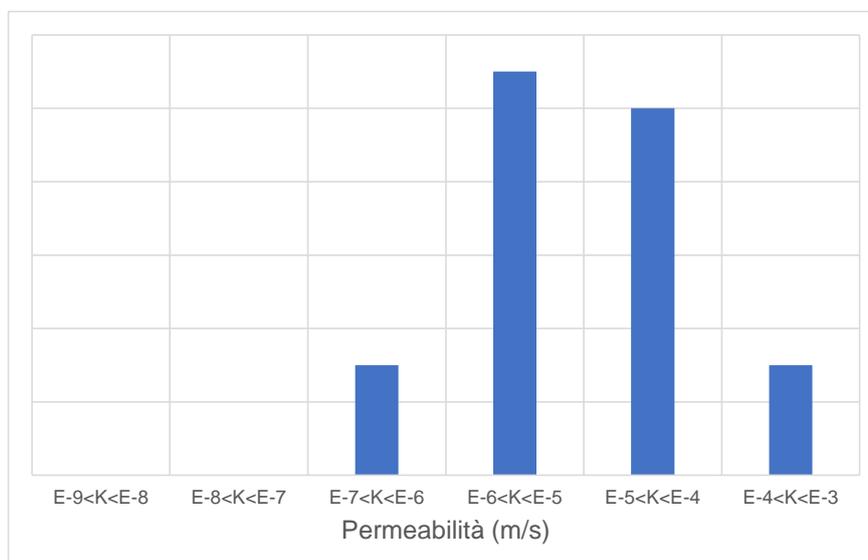


Figura 25: Permeabilità – Unità G(S,L)

9.1.2 Unità L(A,S)

9.1.2.1 Identificazione

Questa unità è stata rinvenuta in tutti sondaggi eseguiti nell'area di progetto quasi sempre al di sotto del materiale di riporto, ad una profondità massima di 10-15m dal piano campagna, e al di sotto dell'unità G(S,L), spesso intercalata con essa. Si tratta principalmente di "Limo argilloso sabbioso di colore marroncino, con occasionali clasti subcentimerici, a luoghi argilla limosa e/o limo sabbioso".



Figura 26: Foto del materiale in cassetta – Unità L(A,S)
[S1 24+715 0.00-5.00]



Figura 27: Foto del materiale in cassetta – Unità L(A,S)

[S7 20.00-25.00]

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati più di 270 campioni tra rimaneggiati e indisturbati, su cui sono state eseguite di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (Figura 28):

- ghiaia compresa fra 0.0 e 54.8 % (media 2.4%);
- sabbia compresa fra 0.4 e 69.4 % (media 12.8%);
- limo compreso fra 12.3 e 99.1 % (media 64.8%);
- argilla compresa fra 0.0 e 57.9 % (media 20.1%).

Per quanto sopra l'unità **L(A,S)** è classificabile mediamente come **Limo argilloso, sabbioso con livelli di sabbie limose e spordiche ghiaie sabbiose in particolare nei primi 25m da p.c.**

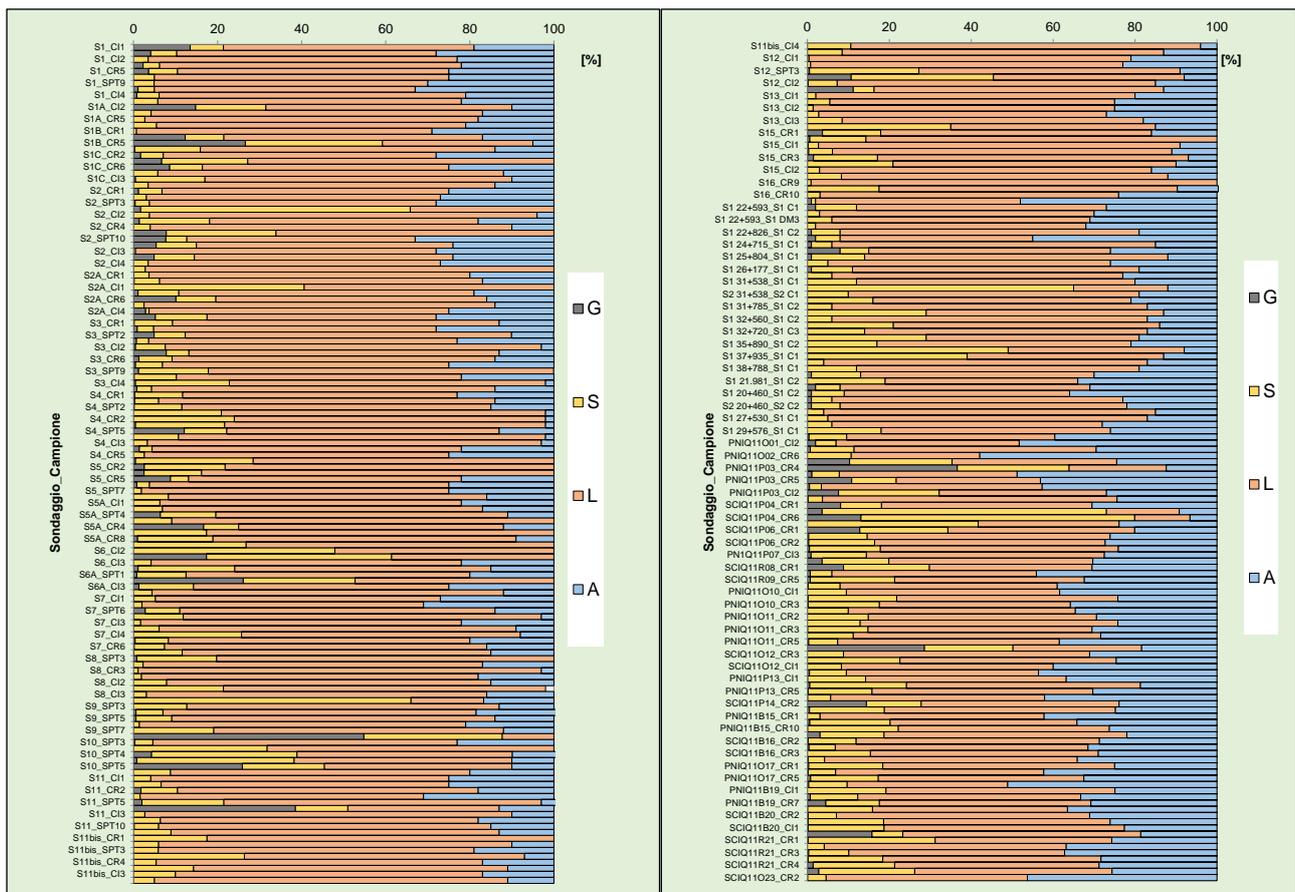


Figura 28: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità L(A,S)

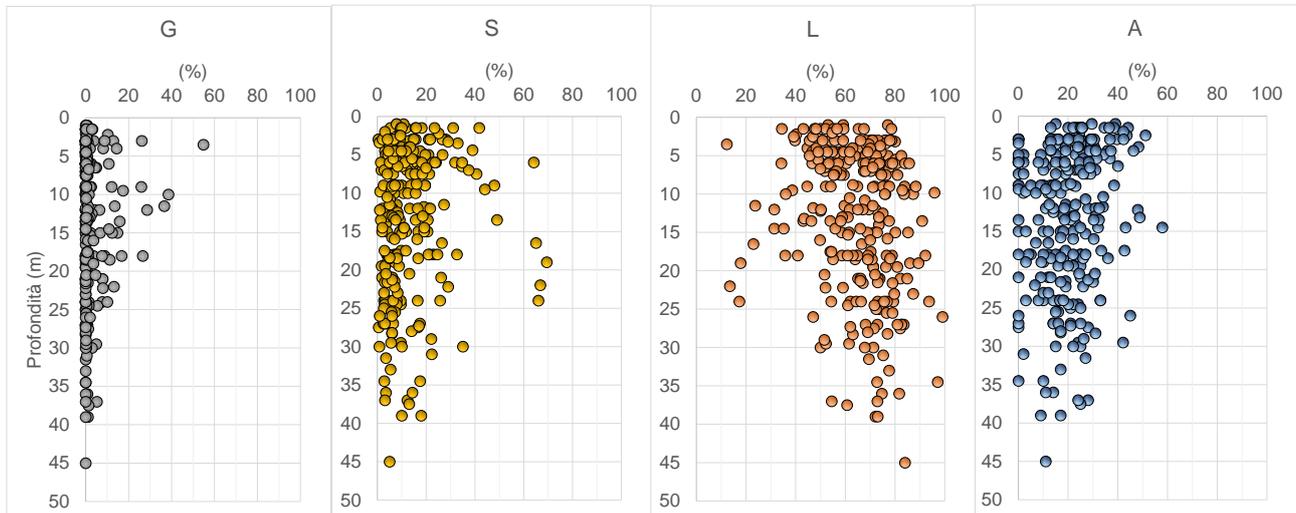


Figura 29: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità L(A,S)

Il limite liquido è compreso tra 21 e 82% (media 43%), il limite plastico tra 16 e 30%, l'indice plastico tra 4 e 57% (media 22%, plastico) (Figura 30).

In base alla carta di plasticità (Figura 31) i campioni dell'unità L,G(S,A) sono per la maggior parte ascrivibili alle "Argille inorganiche di media-alta plasticità". Il valore dell'indice di consistenza I_c è risultato di inferiore all'unità e pertanto la consistenza del materiale è generalmente solido-plastica.

Il peso unità di volume è compreso fra 16.7 e 21.0 (media 19.5 kN/m³), (Figura 32).

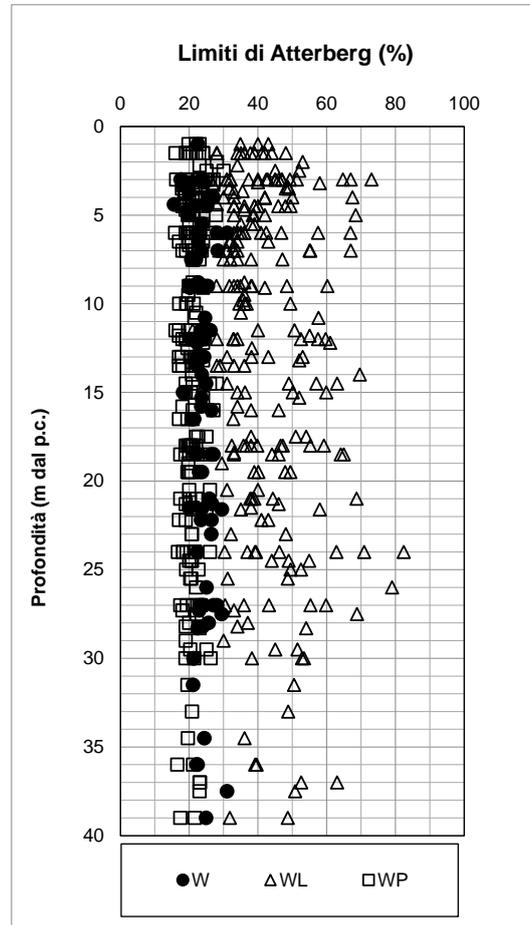


Figura 30: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità L(A,S)

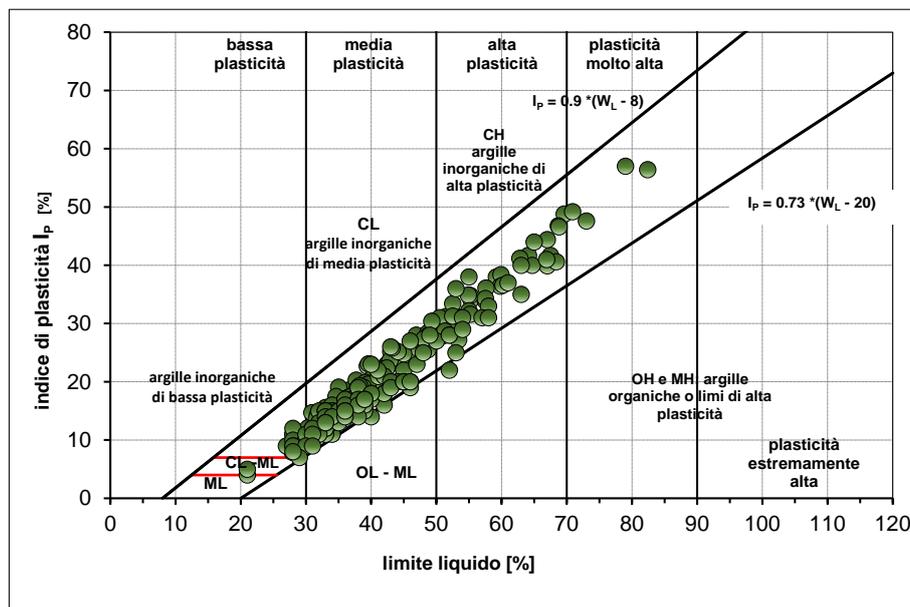


Figura 31: Carta di plasticità di Casagrande – Unità L(A,S)

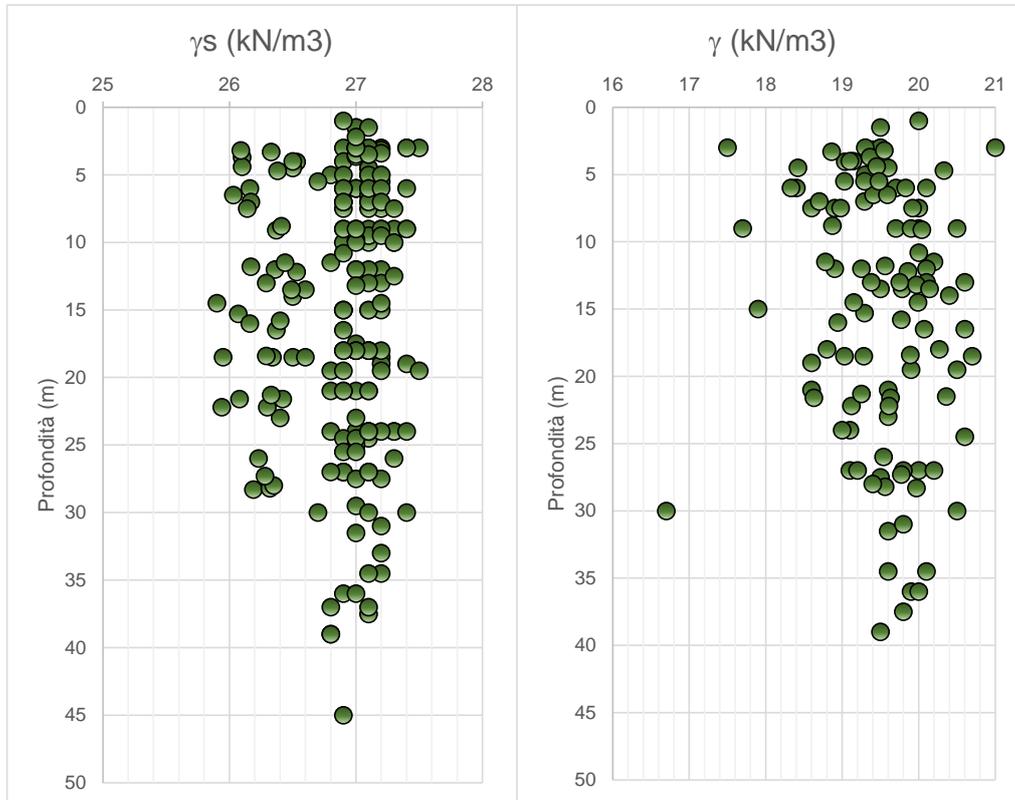


Figura 32: Peso specifico (γ_s) peso dell'unità di volume (γ) al variare della profondità da p.c. – Unità L(A,S)

9.1.2.2 parametri di resistenza

Sui campioni prelevati sono state eseguite prove di taglio diretto e prove triassiali che hanno fornito i seguenti valori dei parametri di resistenza al taglio (vedasi figure a seguire).

Profondità 0-15m da p.c.

	Taglio diretto	TX-CID	TX-CIU	
c' =	0.0 ÷ 26.1	18.9	4.2 ÷ 35.3	(kPa) coesione drenata
φ' =	21.6 ÷ 26.1	28.6	26.1 ÷ 36.5	(°) angolo di resistenza al taglio

Profondità >15m da p.c.

	Taglio diretto	TX-CID	TX-CIU	
c' =	0.0 ÷ 32.0	-	0 ÷ 59.0	(kPa) coesione drenata
φ' =	23.0 ÷ 30.0	-	25.0 ÷ 29.6	(°) angolo di resistenza al taglio

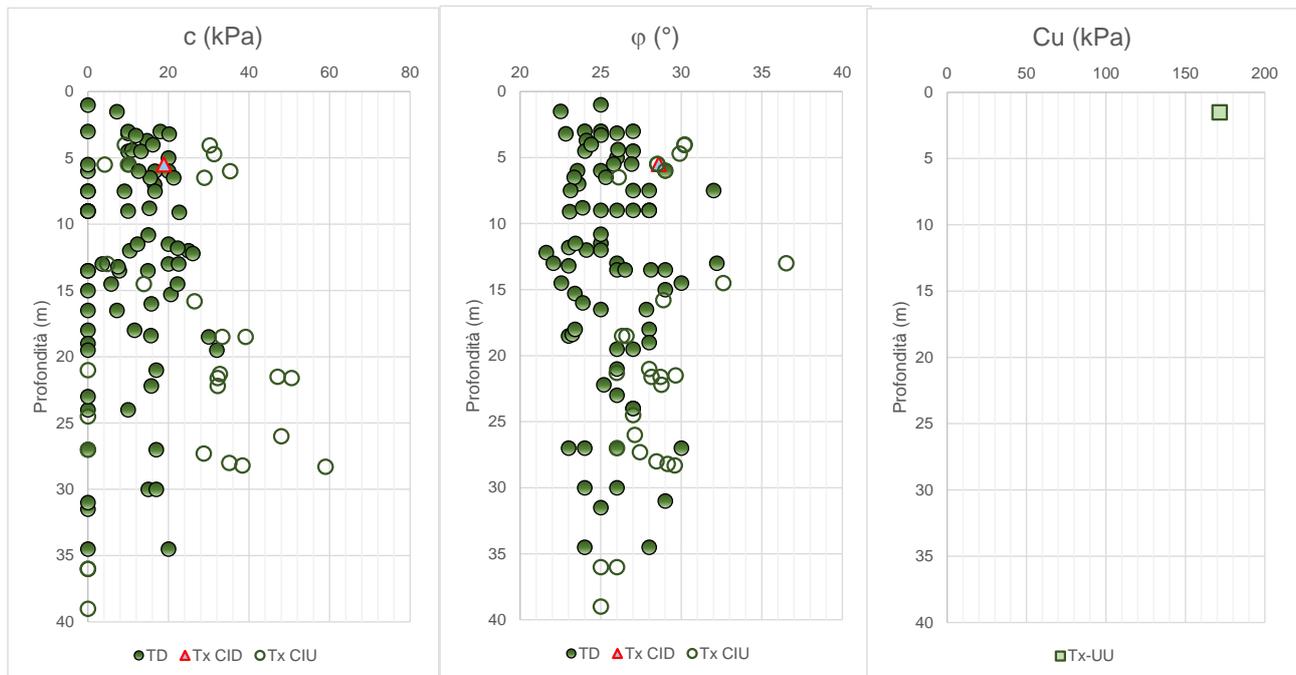


Tabella 15: Risultati delle prove di taglio diretto e prove triassiali – Unità L(A,S)

In generale l'unità è stata caratterizzata con il medesimo angolo di attrito (26-27°) su tutta a verticale, e da un valore di coesione leggermente differente per profondità 0-15m da p.c. (10-15 kPa) e maggiore di 15m da p.c. (12-21 kPa).

Nella figura seguente è riportata la stima della coesione non drenata calcolata a partire dai valori N_{spt} secondo la formula di Stroud..

I valori di coesione non drenata risultano pari a

$$c_u = 15 \div 250 \text{ (kPa)} \quad (\text{media } 82) , \quad \text{per } z < 15\text{m}$$

$$c_u = 15 \div 235 \text{ (kPa)} \quad (\text{media } 118) , \quad \text{per } z > 15\text{m}$$

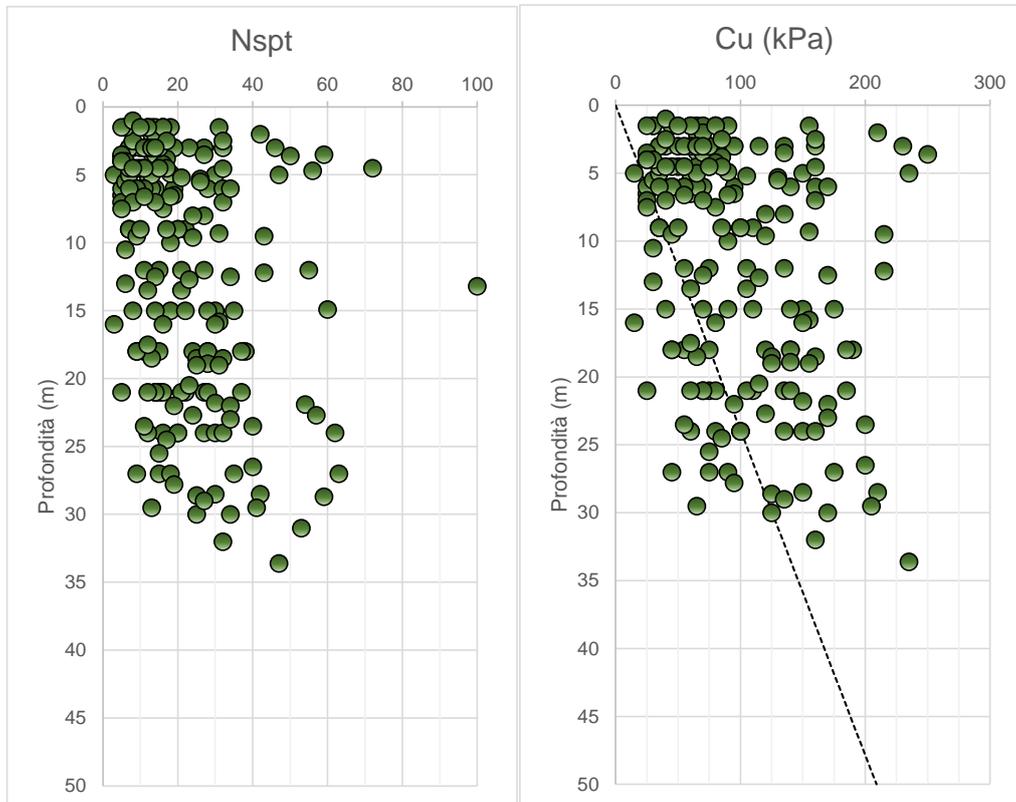


Figura 33: Stima della coesione non drenata al variare della profondità da p.c. – Unità L(A,S)

9.1.2.3 Parametri di deformabilità

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dai risultati delle prove edometriche e dalle indagini sismiche DH.

I risultati delle prove DH sono sintetizzati nella Tabella 16.

Sondaggio	Profondità (m)	(m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Poisson	Eo (MPa)
S1 22+826	0	2	471	208	0.38	202
S1 32+560	0	6	747	239	0.44	289.38
S1 27+530	2	4	996	169	0.49	153
S1 31+538	1	6	1052	275	0.46	401
S2 31+538	1	6	1064	296	0.46	464
S1 31+785	1	6	936	308	0.44	488
S1 21+981	3	4	970	307	0.44	487
S1 29+576	1	8	755	251	0.44	317
S1 21+882	4	5	657	154	0.47	121
S1 32+720	1	9	736	186	0.47	176
S1 24+715	2	8	713	241	0.44	291
S1 25+804	1	9	775	220	0.46	247
S1 37+935	3	8	721	199	0.46	202
S1 30+690	1	10	706	239	0.44	285
S1 26+177	2	10	930	229	0.47	274
S1 31+538	6	8	1033	291	0.46	445
S2 31+538	6	8	983	308	0.45	493
S1 38+788	2	12	819	184	0.47	176
S1 31+785	8	11	1353	287	0.48	455
S1 20+974	11	17	1536	300	0.48	508
S1 20+460	11	19	1688	282	0.49	457
S1 22+593	14	19	1916	271	0.49	432
S1 25+804	15	21	1356	332	0.47	604
S1 36+828	19	21	1474	315	0.48	555
S1 27+530	18	22	1639	321	0.48	587
S1 22+826	14	31	1148	372	0.44	731
S1 35+890	22	25	1437	317	0.47	560
S1 37+935	21	26	1385	296	0.48	486
S1 22+593	19	32	2010	337	0.49	676
S1 24+715	19	36	2531	370	0.49	860
S1 32+560	27	35	1993	399	0.48	940
S1 32+720	27	35	1824	355	0.48	732
S1 35+890	25	38	1690	332	0.48	633
S1 31+785	31	38	2119	475	0.47	1344
S1 29+576	31	38	2170	540	0.47	1738
S1 38+788	37	40	2166	446	0.48	1195

Tabella 16: Risultati delle prove geofisiche – Unità L(A,S)]

Le prove DH (Figura 34), mostrano un lieve incremento di rigidezza a profondità superiori a 15m. Per dar conto di questo, al modulo di deformazione è stato attribuito un andamento lineare con la profondità.

All'unità L(A,S) possono essere quindi attribuiti i seguenti valori dei moduli operativi:

Profondità (m da p.c.)	E0 (MPa)	E0/5 (MPa)	E0/10 (MPa)
0-15	265 - 395	53 - 79	26 - 39
>15	$28 * z$	$5.6 * z$	$2.8 * z$

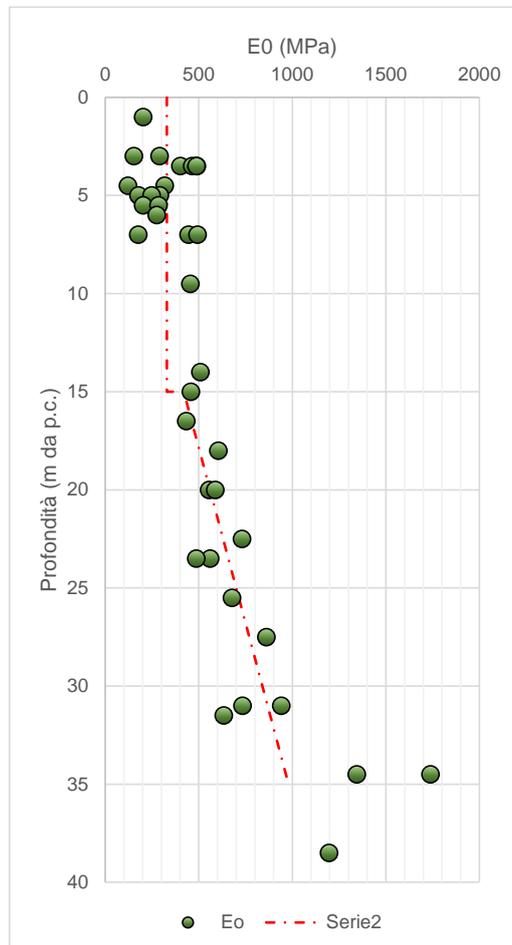


Figura 34: Modulo dinamico E0 variare della profondità da p.c. – Unità L(A,S)

Dalle prove edometriche è stato possibile derivare gli indici di compressibilità e la pressione di preconsolidazione dell'unità geotecnica. Di seguito si riportano i parametri calcolati.

sondaggio	campagna anno	Campioni	UNITA'	Prof. (m)		Prova edometrica							cv (m/s ²)	k (m/s)
				da	a	Eed	e0	Cc	Cs	σ _p (kPa)	OCR			
S1	2020	CI2	L(A)/L(S)/A	14	14.5	20918	0.606	0.21	0.062		650	51	1.10E-07	2.80E-11
S1	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	18.5	19	19890							1.25E-07	7.05E-11
S1	2020	CI4	L(A)/L(S)/A	27	27.5	9802							6.00E-08	5.30E-11
S1C	2020	CI2	L(A)/L(S)/A	21	21.5	6134							5.60E-08	2.60E-11
S1C	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	24	24.5	9584							4.20E-08	3.80E-11
S2	2020	CI1	L(A)/L(S)/A	4.5	5	5895	0.683	0.21	0.054	380	4.08		2.55E-07	2.95E-11
S2	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	27.5	28	9020							4.70E-08	5.30E-11
S2	2020	CI4	L(A)/L(S)/A	31.5	32	11795							2.65E-08	2.15E-11
S2A	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	27	27.5	7479							3.55E-07	2.90E-10
S3	2020	CI1	L(A)/L(S)/A	6	6.5	4948	0.875	0.29	0.05	230	2		5.05E-08	5.90E-11
S3	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	27	27.5	10291							8.25E-08	7.55E-11
S3	2020	CI5	L(A)/L(S)/A	36	36.5	10257							8.50E-08	7.70E-11
S4	2020	CI1	L(A)/L(S)/A	3.15	3.65	4141	0.732	0.23	0.051	210	3.28		4.20E-08	5.05E-11
S5	2020	CI2	L(A)/L(S)/A	19.5	20	6877							3.15E-08	4.30E-11
S5A	2020	CI1	L(A)/L(S)/A	9	9.5	6915	0.907	0.26	0.055	320	1.95		4.80E-08	6.55E-11
S6	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	13	13.5	8374							2.65E-07	3.90E-10
S7	2020	CI1	L(A)/L(S)/A	10.8	11.3	7499							9.85E-09	9.05E-12
S7	2020	CI2	L(A)/L(S)/A	12	12.5	7216							9.85E-08	1.32E-10
S7	2020	SPT9	L(A)/L(S)/A	21	21.45	#N/D							2.65E-07	4.05E-10
S7	2020	SPT10	L(A)/L(S)/A	24.5	24.95	#N/D							6.25E-08	8.10E-11
S8	2020	CI1	L(A)/L(S)/A	5	5.5	3965	0.664	0.19	0.041	280	2.76		3.16E-06	7.35E-11
S8	2020	CI2	L(A)/L(S)/A	17	17.5	10025							1.03E-07	9.05E-09
S8	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	19.5	20	9268							1.35E-07	2.05E-10
S9	2020	CI2	L(A)/L(S)/A	7.5	8	6313	0.62	0.23	0.046	450	2.9		3.85E-06	8.65E-11
S9	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	13.5	14	5148							9.95E-08	2.75E-10
S10	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	19.5	20	9939							1.35E-07	2.65E-10
S11	2020	CI1	L(A)/L(S)/A	3	3.5	3540	0.708	0.22	0.051	470	7.42		3.80E-08	2.10E-10
S11	2020	CI2	L(A)/L(S)/A	7	7.5	9093	0.856	0.29	0.053	310	2.29		2.20E-08	2.75E+11
S11	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	23	23.5	13362							2.30E-08	4.60E-11
S11bis	2020	CI1	L(A)/L(S)/A	16.5	17	7553							1.90E-08	5.00E-11
S11bis	2020	CI2	L(A)/L(S)/A	36	36.5	8891							7.65E-08	1.03E-10
S11bis	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	39	39.5	12363							4.70E-08	6.85E-11
S12	2020	CI1	L(A)/L(S)/A	3	3.35	6477	0.636	0.21	0.042	380	6.18		8.80E-08	7.95E-11
S13	2020	CI2	L(A)/L(S)/A	6	6.5	8555	0.64	0.22	0.046	300	2.39		3.30E-08	2.75E-11
S13	2020	CI3	L(A)/L(S)/A	13	13.5	8551							6.10E-08	5.05E-11
S15	2020	CI2	L(A)/L(S)/A	27	27.5	8163							7.85E-08	4.75E-11
S16	2020	CI1	L(A)/L(S)/A	34.5	35	15489							8.55E-08	4.82E-11
PNIQ11P03	2009	CI1	L(A)/L(S)/A	13.2	13.8	13181	0.615	0.18	0.071	380	1.43		9.30E-08	4.40E-11
SCIQ11P06	2009	CI1	L(A)/L(S)/A	5.5	6	4802	0.647	0.22	0.043	230	2.05		2.90E-07	3.20E-10
PNIQ11O10	2009	CI1	L(A)/L(S)/A	1.5	2	6820	0.623	0.22	0.051	385	11.12		1.40E-07	1.30E-10
PNIQ11O11	2009	CI1	L(A)/L(S)/A	4	4.5	5968	0.756	0.26	0.045	240	2.97		2.50E-07	3.30E-10
SCIQ11B16	2009	CI1	L(A)/L(S)/A	5.5	6	5820	0.713	0.21	0.041	400	3.57		4.50E-07	3.30E-10
SCIQ11B20	2009	CI1	L(A)/L(S)/A	13	13.5	6133	0.69	0.22	0.038	300	1.14		2.30E-07	2.10E-10
SCIQ11R21	2009	CI1	L(A)/L(S)/A	6	6.7	5348	0.618	0.2	0.041	300	2.37		1.80E-07	1.70E-10

Tabella 17: risultati delle prove edometriche – unità L,G(S,A)

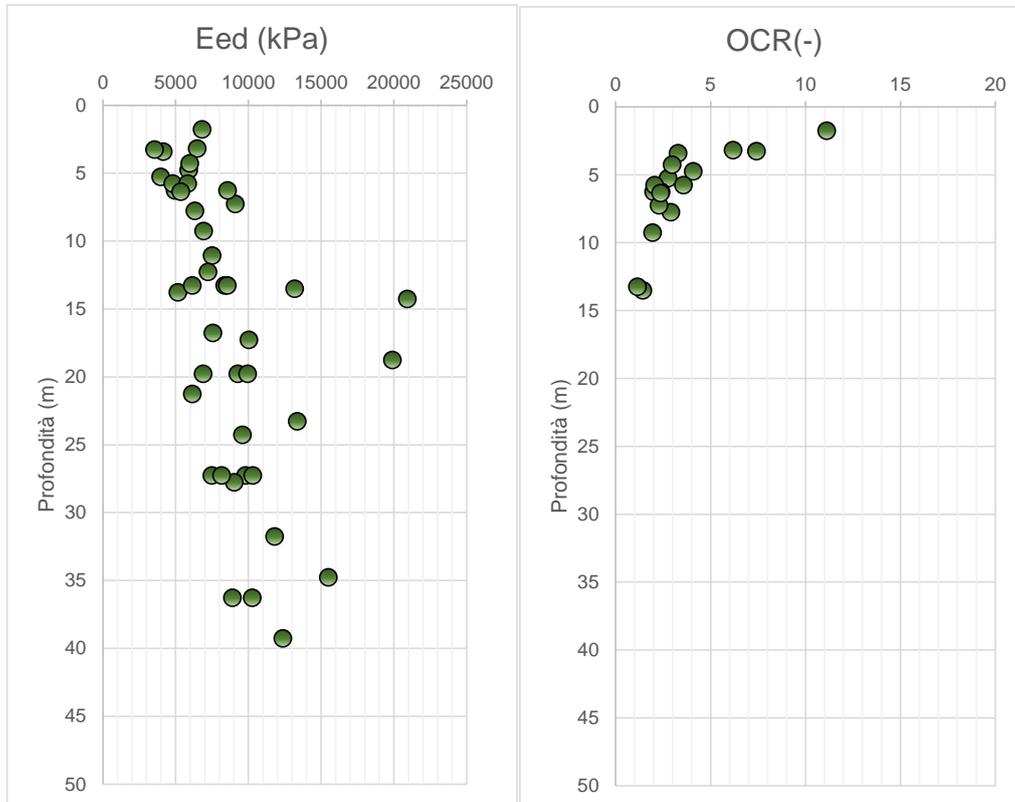


Figura 35: Modulo edometrico e OCR al variare della profondità da p.c. – Unità L(A,S)

9.1.2.4 Permeabilità

La permeabilità dell'unità geotecnica è stata stimata mediante num. 29 prove Lefranc i cui risultati sono stati riportati nella seguente tabella. La permeabilità misurata è compresa tra 2.0×10^{-9} e 2.9×10^{-4} m/sec (media 1.4×10^{-5} m/sec).

Sondaggio	profondità di prova (m da pc)		Permeabilità (m/sec)
S10_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	3.50E-08
S10_2020 (Vicenzetto)	4.50	5.00	1.10E-05
S11 (2009)	15.00	16.00	5.21E-08
S11bis_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	1.10E-06
S11bis_2020 (Vicenzetto)	15.00	15.50	2.90E-04
S12_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	6.21E-09
S12_2020 (Vicenzetto)	4.50	5.00	7.60E-06
S13_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	8.00E-08
S15_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	7.00E-07
S16_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	4.90E-06
S1A_2020 (Vicenzetto)	15.00	16.00	8.10E-05
S1B_2020 (Vicenzetto)	1.40	2.50	4.60E-07
S1C_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.50	1.90E-07
S2_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	8.70E-09
S21 (2009)	19.00	20.00	4.07E-09
S2A_2020 (Vicenzetto)	2.00	3.00	3.60E-07
S3 (2009)	12.00	13.00	4.64E-06
S3_2020 (Vicenzetto)	1.50	3.00	1.60E-06
S4_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.50	3.30E-08
S4_2020 (Vicenzetto)	4.50	5.00	4.90E-06
S5_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	1.00E-07
S5A_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.50	3.50E-08
S6_2020 (Vicenzetto)	1.50	3.00	1.00E-07
S6A_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	5.00E-08
S7_2020 (Vicenzetto)	1.40	2.50	5.90E-08
S8 (2009)	14.00	15.00	6.62E-06
S8_2020 (Vicenzetto)	1.50	2.00	1.97E-09
S8_2020 (Vicenzetto)	4.50	5.00	4.40E-06
S9_2020 (Vicenzetto)	3.00	3.50	7.53E-09

Tabella 18: Risultati delle prove Lefranc – Unità L(A,S)]

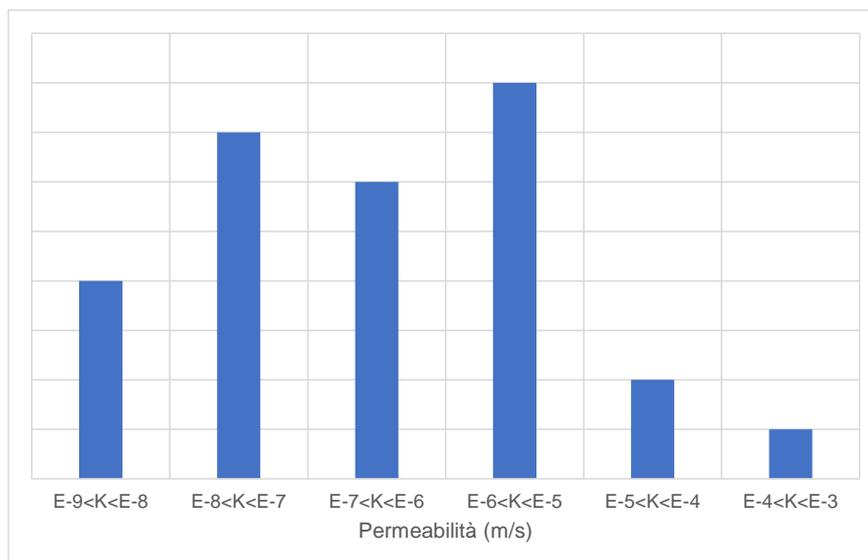


Figura 36: Permeabilità – Unità L(A,S)

9.1.3 Unità Mar

9.1.3.1 Identificazione

Questa unità è stata rinvenuta nei sondaggi eseguiti nella porzione meridionale del tracciato ovvero quelli prossimi all'abitato di Tortona a partire da una profondità di circa 12-15m dal piano campagna, al di sotto delle precedenti unità delle quali costituisce il substrato. Si tratta principalmente di *“Argilla sabbioso-limosa, di colore grigio-scuro, a luoghi parzialmente marnosa e/o marnosa, a marna argillosa. Struttura parzialmente scagliosa. Materiale estremamente consistente”*.



Figura 37: Foto del materiale in cassetta – Unità Mar
[S1 21+882 30.00-35.00]



Figura 38: Foto del materiale in cassetta – Unità Mar
[S1A 30.00-35.00]

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati 20 campioni tra rimaneggiati e indisturbati, su cui sono state eseguite di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (Figura 40):

- ghiaia compresa fra 0.0 e 63.2 % (media 3.9%);
- sabbia compresa fra 0.6 e 41.3 % (media 7.3%);
- limo compreso fra 9.8 e 83.2 % (media 61.9%);
- argilla compresa fra 0.0 e 48.4 % (media 26.9%).

Per quanto sopra l'unità **Mar** è classificabile mediamente come **Limo con argilla debolmente sabbioso**.

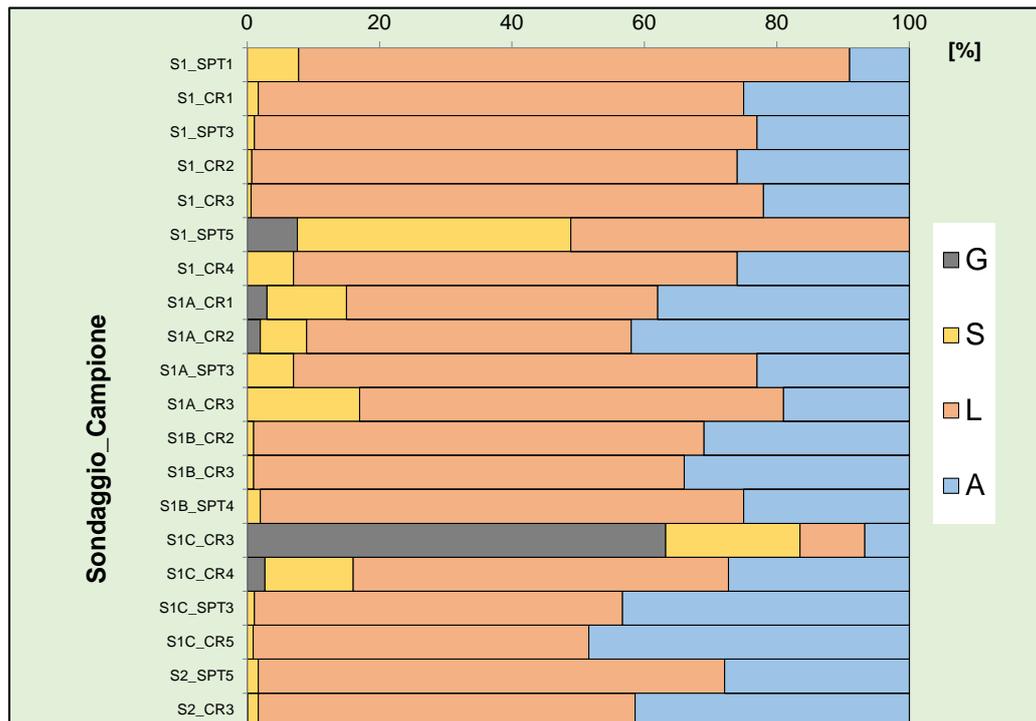


Figura 39: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità Mar

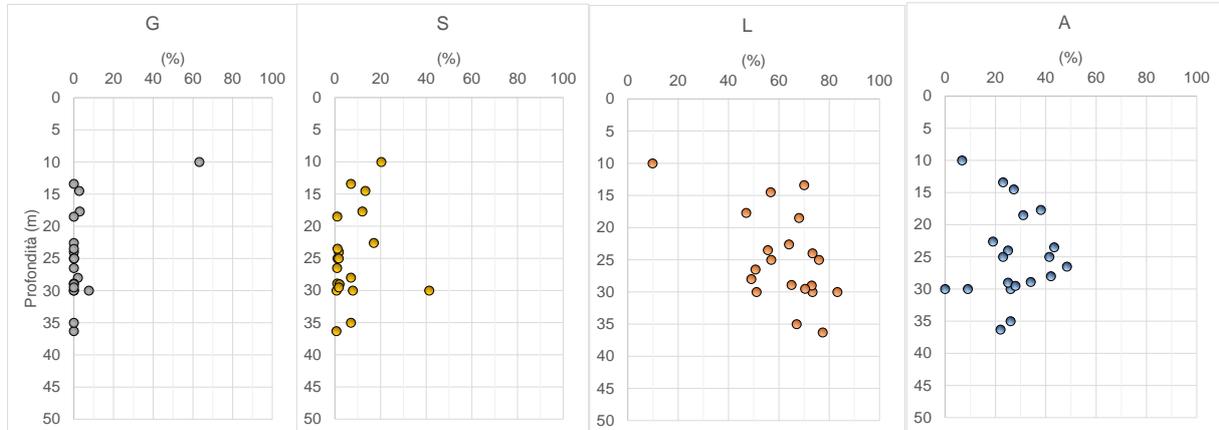


Figura 40: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione– Unità Mar

Il limite liquido è compreso tra 20 e 66% (media 49%), il limite plastico tra 14 e 31%, l'indice plastico tra 6 e 40% (media 25% plastico) (Figura 41).

In base alla carta di plasticità (Figura 42) i campioni dell'unità Mar sono per la maggior parte ascrivibili alle "Argille inorganiche di media-alta plasticità". Il valore dell'indice di consistenza I_c è risultato mediamente pari all'unità e pertanto la consistenza del materiale è tra solido-plastica e semisolida.

Il peso unità di volume è compreso fra 19.7 e 20.8 (media 20.2 kN/m³), (Figura 43).

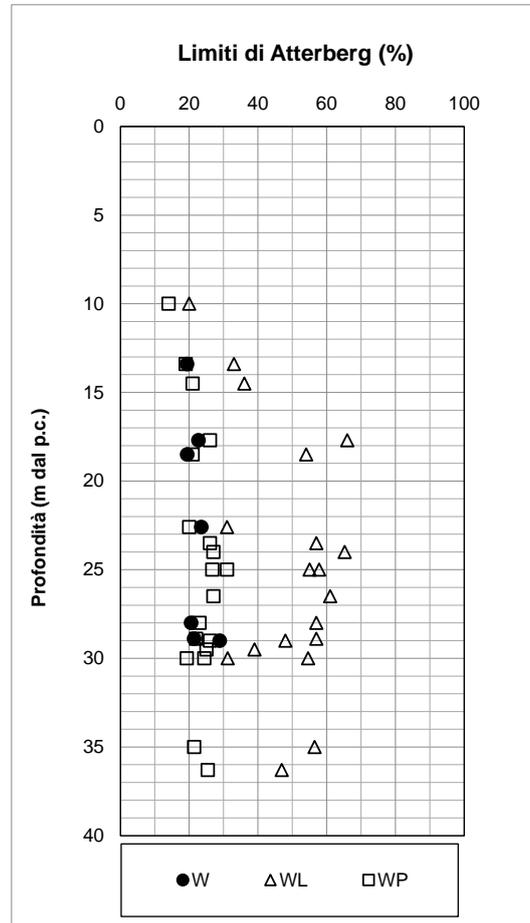


Figura 41: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità Mar

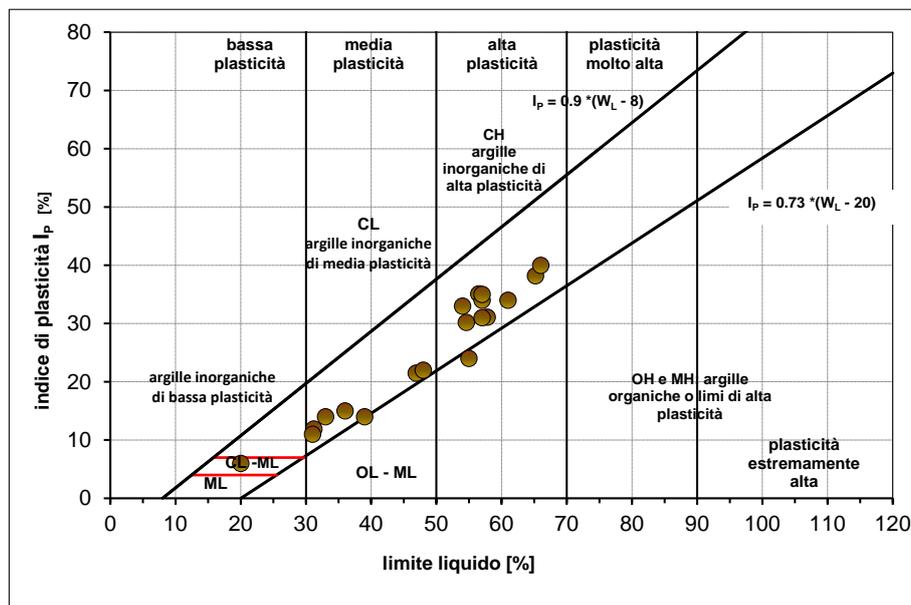


Figura 42: Carta di plasticità di Casagrande – Unità Mar

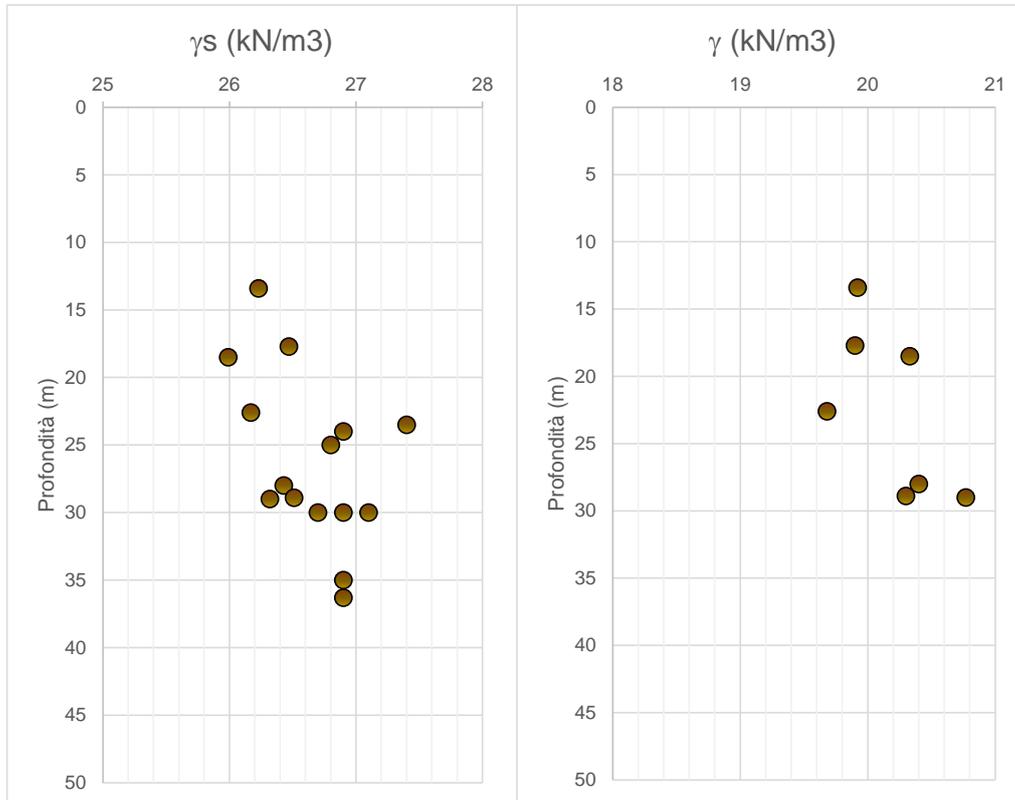


Figura 43: Peso specifico (γ_s) peso dell'unità di volume (γ) al variare della profondità da p.c. – Unità Mar

9.1.3.2 parametri di resistenza

Sui campioni prelevati sono state eseguite prove prove triassiali CIU che hanno fornito i seguenti valori dei parametri di resistenza al taglio (vedasi figure a seguire).

TX-CIU

$c' = 35.8 \div 56.6$ (kPa) coesione drenata

$\varphi' = 26.2 \div 29.9$ (°) angolo di resistenza al taglio

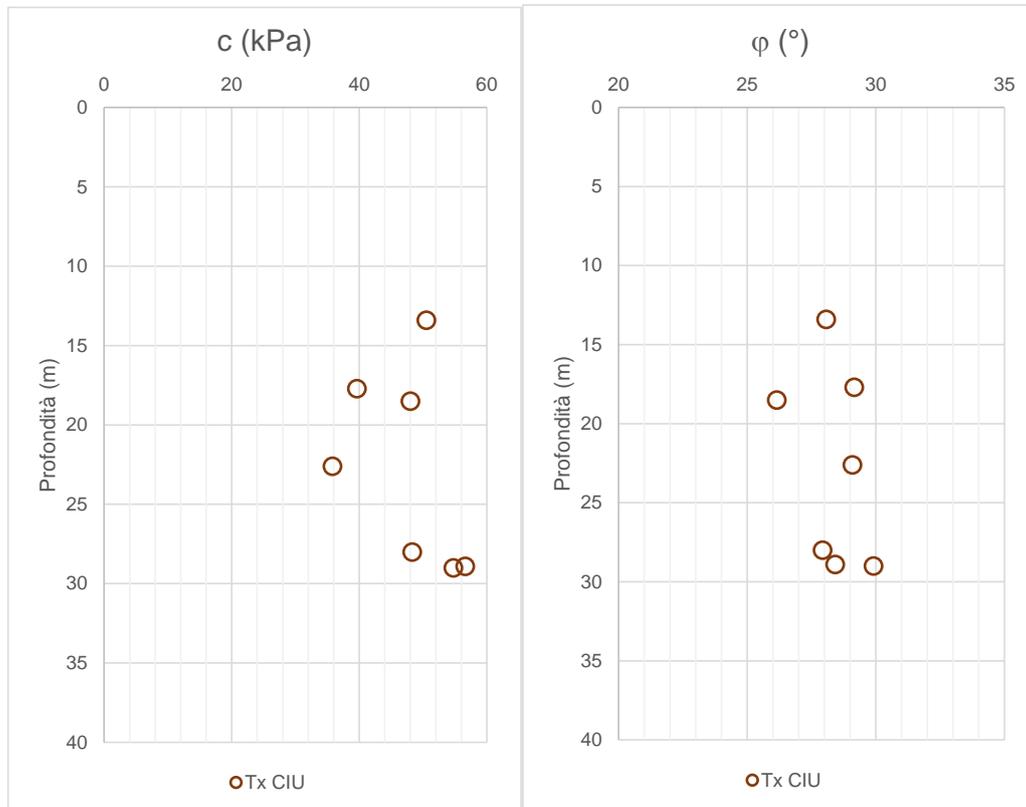


Tabella 19: Risultati delle prove triassiali – Unità Mar

Nella figura seguente è riportata la stima della coesione non drenata calcolata a partire dai valori N_{spt} secondo la formula di Stroud. Nel calcolo sono stati cautelativamente esclusi i valori di N_{spt} superiori a 50.

I valori di coesione non drenata risultano pari a:

$$c_u = 115 \div 245 \quad (\text{kPa}) \quad (\text{media } 180)$$

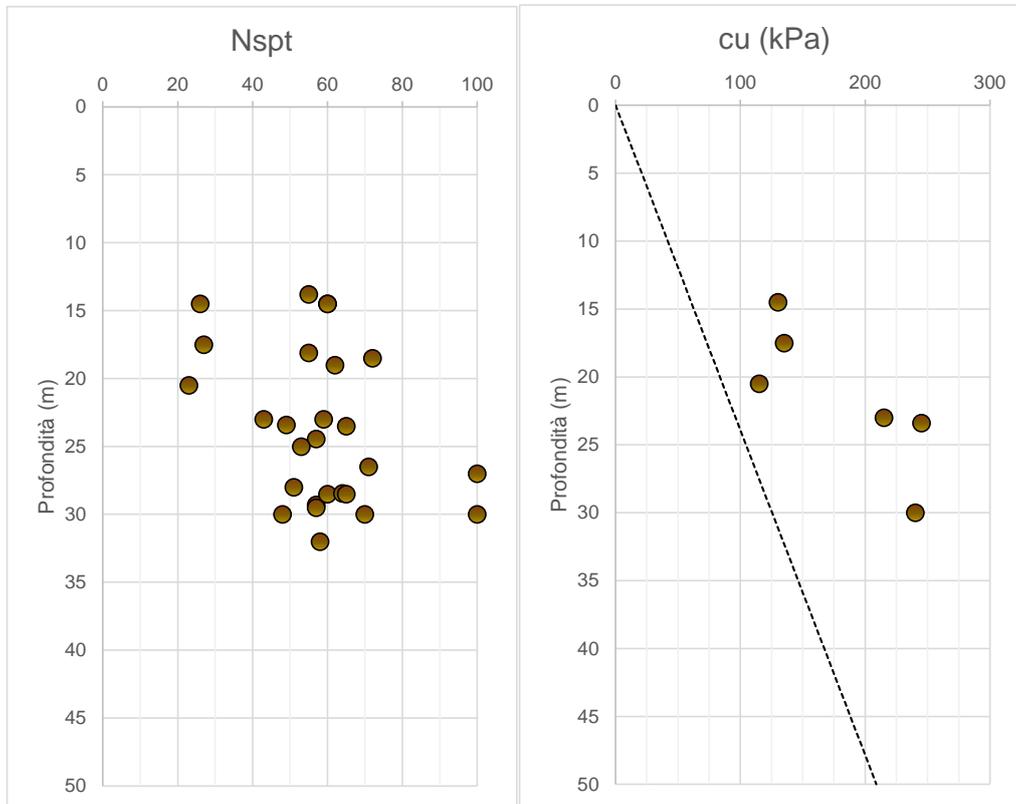


Figura 44: Stima della coesione non drenata al variare della profondità da p.c. – Unità Mar

9.1.3.3 Parametri di deformabilità

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dalle indagini sismiche DH.

I risultati delle prove DH sono sintetizzati nella Tabella 20.

Sondaggio	Profondità		Vp (m/s)	Vs (m/s)	Poisson	Eo (MPa)
	(m)	(m)				
S1 22+593	32	35	2427	465	0.48	1334
S1 22+826	31	38	2208	497	0.47	1486
S1 24+715	36	38	2918	465	0.49	1403
S1 20+460	22	35	2113	534	0.47	1689
S1 20+974	17	35	2098	521	0.47	1611
S1 21+882	10	35	1986	458	0.47	1233
S1 21+981	15	35	2437	528	0.48	1717

Tabella 20: Risultati delle prove geofisiche – Unità Mar

All'unità Mar possono essere quindi attribuiti i seguenti valori dei moduli operativi:

Profondità (m da p.c.)	E0 (MPa)	E0/5 (MPa)	E0/10 (MPa)
>15	1400 - 1600	28 - 32	14 - 16

9.1.3.4 Permeabilità

In corrispondenza delle marne è stata eseguita una sola prova tipo Leranc che ha fornito una permeabilità pari a 1.1×10^{-8} m/sec.

9.1.4 Unità R

9.1.4.1 Identificazione

Questa unità, costituita da terreno vegetale e materiale di riporto, è stata rinvenuta nel tratto iniziale di molti dei sondaggi eseguiti nell'area di progetto. Si tratta principalmente di “*Limo argilloso, sabbioso con presenza di frammenti centimetrici di laterizio e resti vegetali*”.



Figura 45: Foto del materiale in cassetta – Unità R
[S6 0.00-2.00]

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati 19 campioni tra rimaneggiati e indisturbati, su cui sono state eseguite di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (Figura 46):

- ghiaia compresa fra 0.0 e 73.6 % (media 10.8%);
- sabbia compresa fra 0.0 e 41.9 % (media 11.3%);
- limo compreso fra 16.7 e 92.7 % (media 59.5%);
- argilla compresa fra 0.0 e 43.7 % (media 17.5%).

Per quanto sopra l'unità **R** è classificabile mediamente come **Limo argilloso, sabbioso-ghiaioso**.

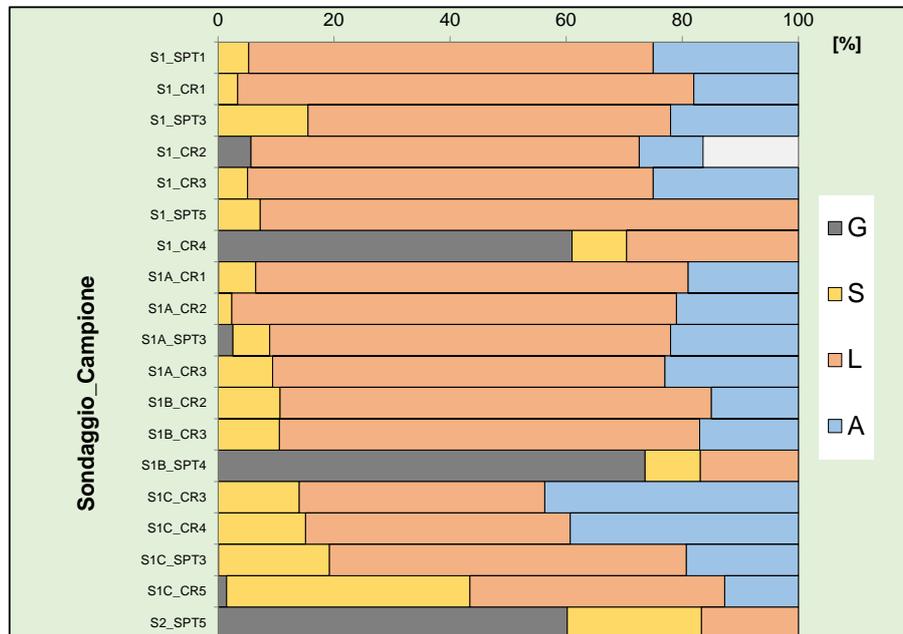


Figura 46: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità R

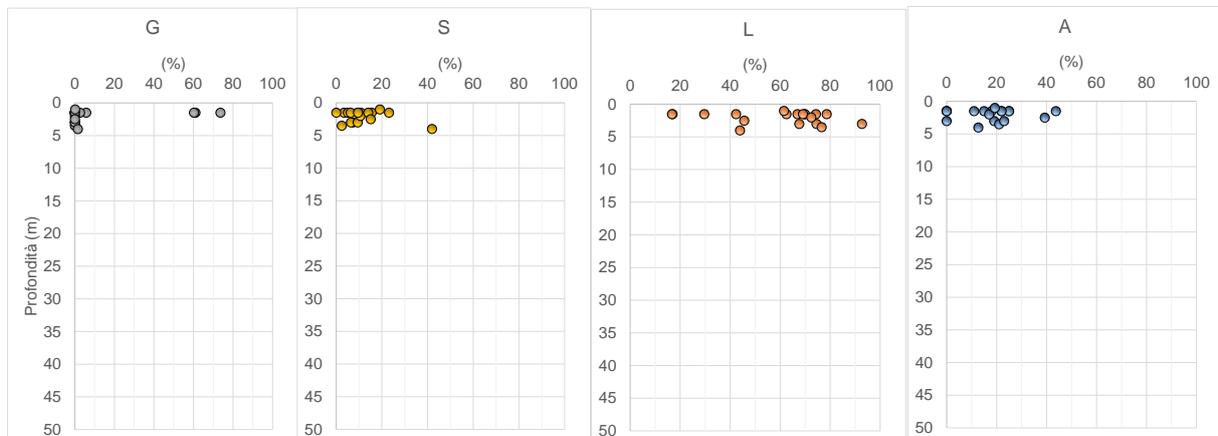


Figura 47: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione– Unità R

Il limite liquido è compreso tra 20 e 61% (media 42%), il limite plastico tra 18 e 28%, l'indice plastico tra 8 e 38% (media 21%, plastico) (Figura 48).

In base alla carta di plasticità (Figura 49) i campioni dell'unità Mar sono per la maggior parte ascrivibili alle "Argille inorganiche di media plasticità". Il valore dell'indice di consistenza I_c è risultato mediamente di poco inferiore all'unità e pertanto la consistenza del materiale è tra solido-plastica.

Il peso unità di volume è compreso fra 19.7 e 20.6 (media 20.1 kN/m^3), (Figura 50).

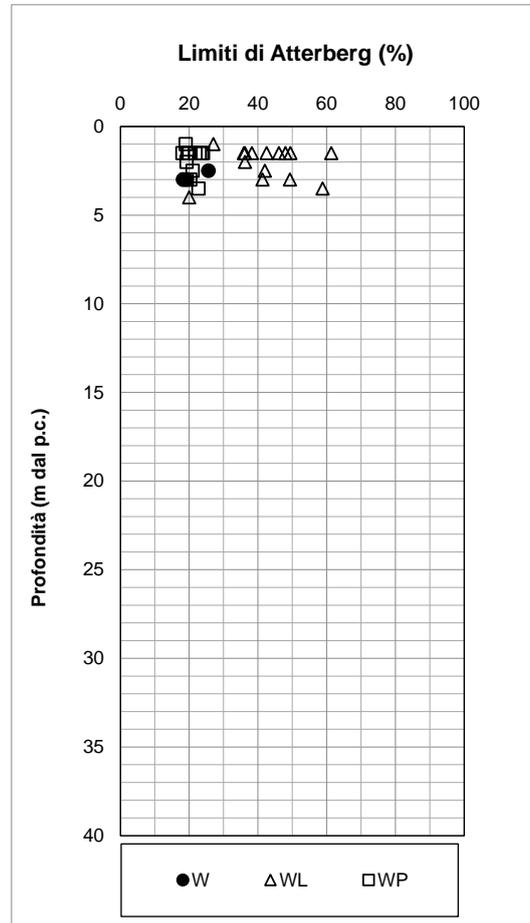


Figura 48: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità R

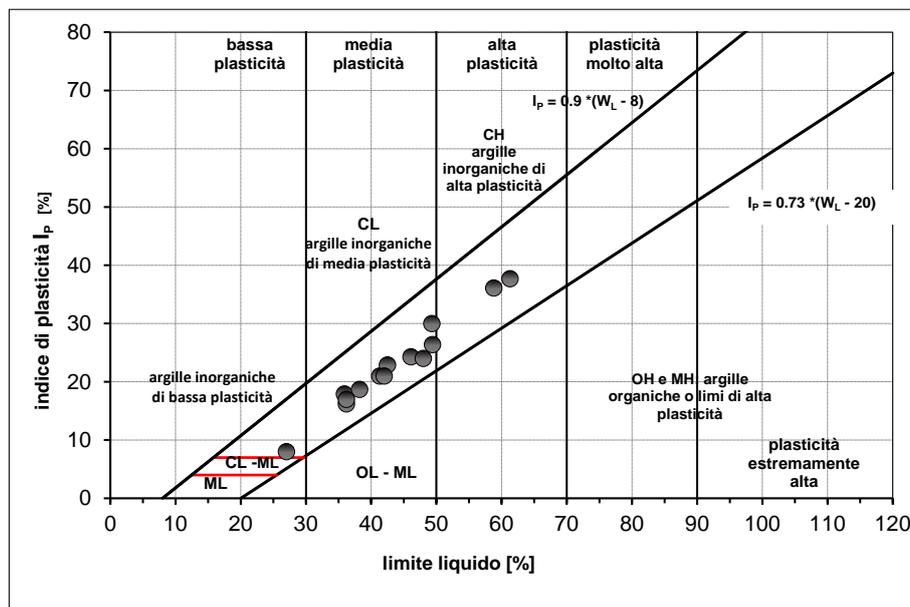


Figura 49: Carta di plasticità di Casagrande – Unità R

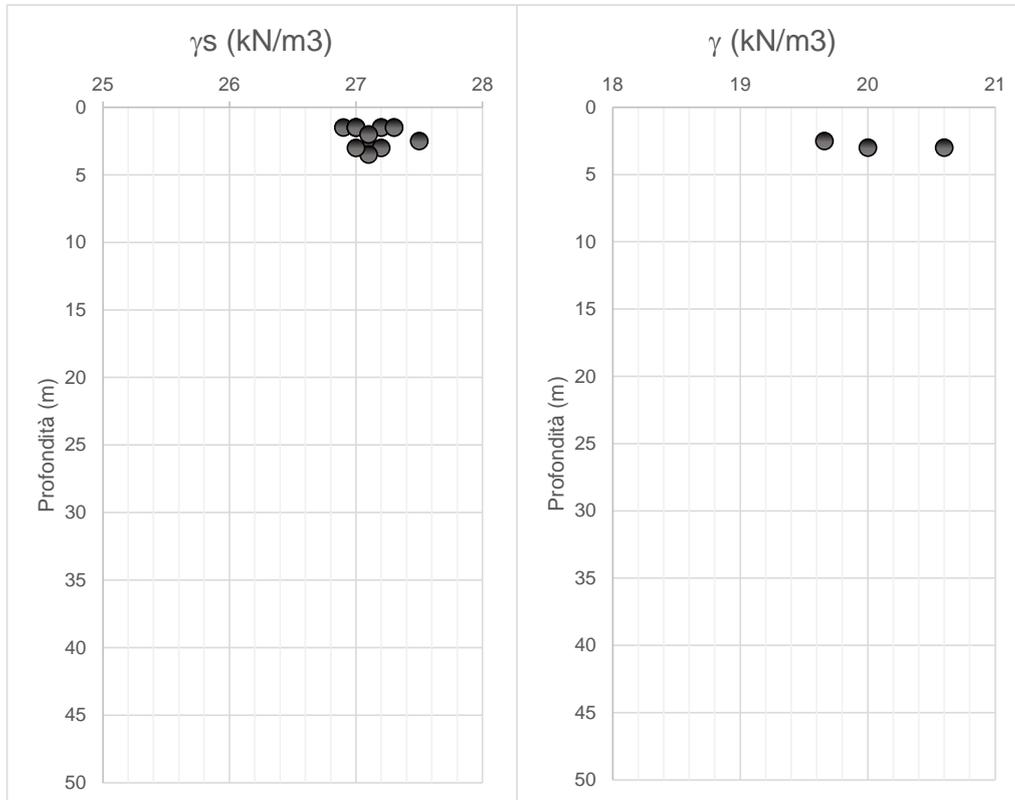


Figura 50: Peso specifico (γ_s) peso dell'unità di volume (γ) al variare della profondità da p.c. – Unità R

9.1.4.2 parametri di resistenza

Sui campioni prelevati sono state eseguite 3 prove prove di taglio diretto che hanno fornito i seguenti valori dei parametri di resistenza al taglio (vedasi figure a seguire).

Taglio diretto

$c' =$ 23.1 ÷ 27.0 (kPa) coesione drenata

$\varphi' =$ 23.1 ÷ 27.0 (°) angolo di resistenza al taglio

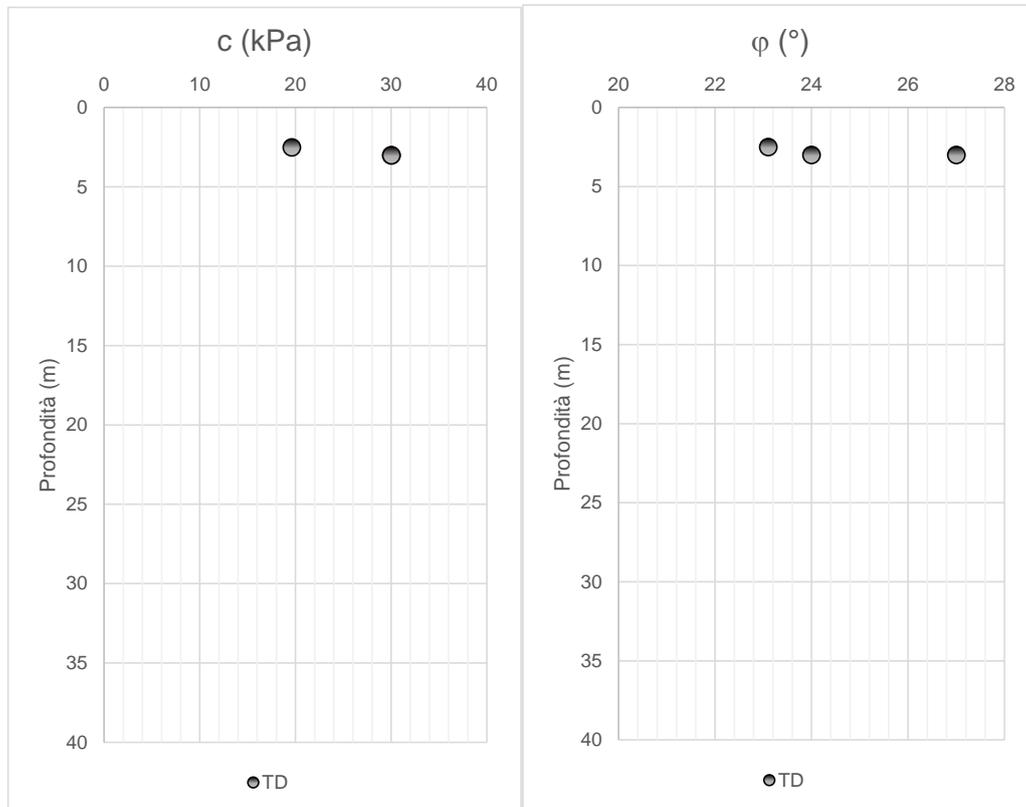


Tabella 21: Risultati delle prove triassiali – Unità R

Nella figura seguente è riportata la stima della coesione non drenata calcolata a partire dai valori N_{spt} secondo la formula di Stroud. Nel calcolo sono stati cautelativamente esclusi i valori di N_{spt} superiori a 50.

I valori di coesione non drenata risultano pari a:

$$c_u = 30 \div 145 \text{ (kPa)} \quad (\text{media } 69)$$

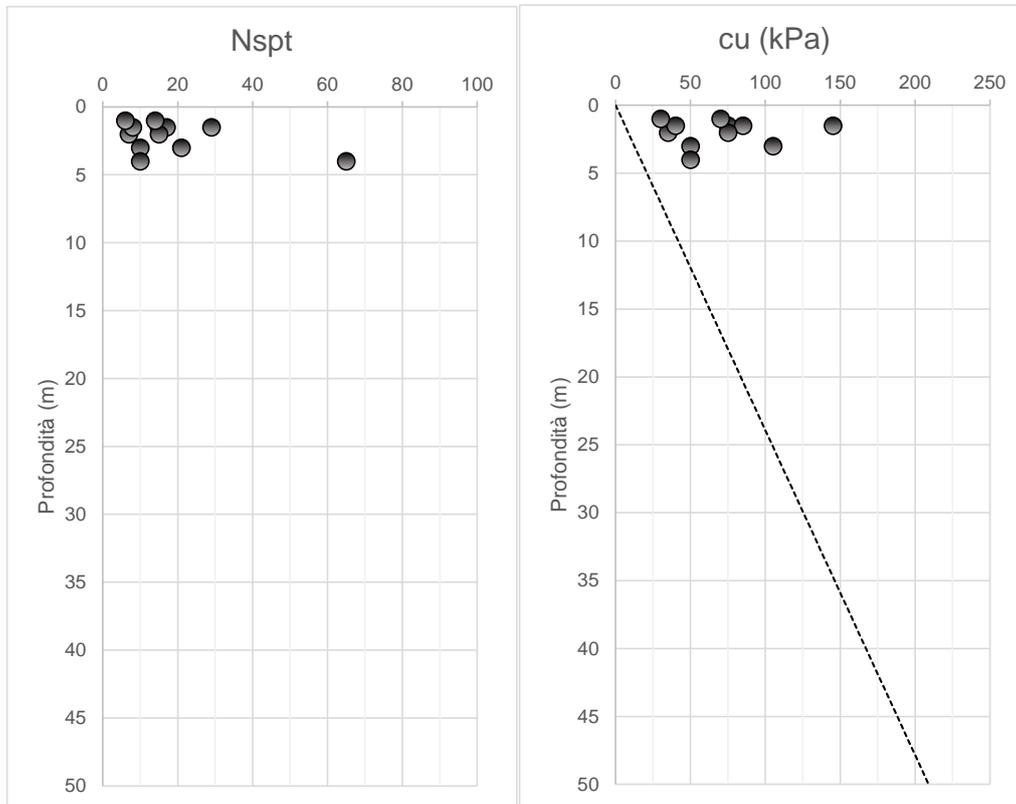


Figura 51: Stima della coesione non drenata al variare della profondità da p.c. – Unità R

9.1.4.3 Parametri di deformabilità

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dalle indagini sismiche DH.

I risultati delle prove DH sono sintetizzati nella Tabella 22.

Sondaggio	Profondità		Vp (m/s)	Vs (m/s)	Poisson	Eo (MPa)
	(m)	(m)				
S1 31+538	0	1	446	126	0.46	78
S2 31+538	0	1	570	183	0.44	166
S1 31+785	0	1	468	193	0.40	177
S1 32+720	0	1	503	175	0.43	149
S1 35+890	0	6	913	239	0.46	298
S1 36+828	0	2	532	137	0.46	94
S1 36+828	2	4	719	177	0.47	160
S1 37+935	0	3	559	132	0.47	88
S1 38+788	0	2	746	296	0.41	430
S1 30+690	0	1	393	196	0.33	172
S1 22+593	0	4	690	152	0.47	119
S1 24+715	0	2	575	179	0.45	159
S1 25+804	0	1	877	119	0.49	75
S1 26+177	0	2	658	223	0.44	247
S1 27+530	0	2	448	136	0.45	91
S1 29+576	0	1	433	131	0.45	84
S1 20+460	0	2	844	373	0.38	678
S1 21+882	0	4	654	149	0.47	113
S1 21+981	0	3	526	158	0.45	124

Tabella 22: Risultati delle prove geofisiche – Unità R

All'unità R possono essere quindi attribuiti i seguenti valori dei moduli operativi:

Profondità (m da p.c.)	E0 (MPa)	E0/5 (MPa)	E0/10 (MPa)
0-6	75 - 680	15 - 136	7.5 - 68

9.2 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base dell'analisi dei dati proveniente dalle campagne geognostiche, è stato possibile arrivare ad una caratterizzazione geotecnica dei materiali di seguito riassunta:

Unità	Profondità	g	f 'k	c'k	cuk	K	Eed	Cc	Cs
	[m da p.c.]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[m/s]	[kPa]	[-]	[-]
R	0-5	20.0	23-24	10-20	50-90	-	-	-	-
G(S,L)	0-15	19.5	41-43	0.0	-	5x10 ⁻⁵	-	-	-
	>15		38-40	0.0	-				
L(A,S)	0-15	19.5	26-27	10-15	60-110	1.5x10 ⁻⁶	6700-10500	0.2-0.3	0.04-0.07
	>15		26-27	12-21	90-145				
Mar	>10	20.0	26-30	30-50	150-210	10 ⁻⁸	-	-	-

Tabella 23: Parametri di resistenza caratteristici dei terreni e parametri edometrici

unità	Profondità	Modulo elastico dinamico	Modulo di Young operativo 1	Modulo di Young operativo 2
		E ₀	E _{op.1} = E ₀ / 10	E _{op.2} = E ₀ / 5
	[m da p.c.]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
R	0-5	75-680	7.5-68	15-136
G(S,L)	0-15	790-1150	79-115	158-230
	>15	54xZ	5.4xZ	11xZ
L(A,S)	0-15	265-395	26-39	53-79
	>15	28xZ	2.8xZ	5.6xZ
Mar	>10	1400-1600	140-160	280-320

Tabella 24: Moduli di deformabilità dei terreni

9.3 MONITORAGGIO PIEZOMETRICO

Al momento della stesura del presente rapporto, sono disponibili i dati di monitoraggio dei piezometri installati lungo il tracciato per il periodo che va da Dicembre 2020 a Luglio 2021.

La seguente tabella mostra i dati misurati in campagna.

Data			9-10/12/2020	12-13/01/2021	04-05/02/2021	04-05/03/2021	06-07/04/2021	04-05/05/2021	9-10/06/2021	08-09/07/2021
Piezometro		Diff/BP-PC	Piezometria PC	Piezometria PC	Piezometria PC	Piezometria PC	Piezometria PC	Piezometria PC	Piezometria PC	Piezometria PC
S1	tubo nord est	0.11	8.08	8.69	8.93	9.48	8.33	8.36	9.66	8.53
	tubo sud est	0.17	8.17	8.17	8.10	8.20	8.40	8.35	8.44	8.63
	tubo sud ovest	0.15	8.20	8.21	8.17	8.26	9.72	9.66	8.44	8.61
	tubo nord ovest	0.14	8.08	8.72	8.93	9.50	9.69	9.66	9.66	8.56
S2	tubo 3 pollici	0.12	13.90	13.55	13.95	14.14	14.35	14.38	14.03	14.19
S3	tubo Nord	0.16	15.57	14.91	15.31	15.49	15.60	15.63	15.72	0.16
	tubo est	0.16	15.51	14.93	15.31	15.49	15.60	15.63	15.72	0.16
	tubo sud	0.16	15.51	14.03	15.07	15.13	15.30	15.37	15.40	0.16
	tubo ovest	0.16	15.53	14.03	15.07	15.13	15.30	15.37	15.40	0.16
S4	tubo 3 pollici	0.14	19.80	18.59	18.01	17.36	15.73	17.98	18.46	19.21
S5	tubo 3 pollici	0.10	16.74	15.51	14.58	14.04	14.45	14.73	14.90	15.65
S7	tubo 3 pollici	0.13	15.32	14.59	12.55	11.38	11.30	11.37	12.00	13.41
S8	tubo nord est	0.10	17.15	bloccato	13.91	12.43	12.05	12.06	12.39	14.02
	tubo sud est	0.09	17.29	15.56	14.18	12.52	12.01	11.97	12.46	14.21
	tubo sud ovest	0.10	17.31	15.58	14.16	12.52	12.05	12.06	12.39	14.02
	tubo nord ovest	0.10		bloccato	13.92	12.42	12.05	11.97	12.46	14.22
S9	tubo 3 pollici	0.07	17.57	16.96	15.61	RAGGIUNGIBIL NON	RAGGIUNGIBIL NON	12.93	13.42	15.43
S10	tubo est	0.24		no h2o a	16.03	14.34	13.82	13.82	14.33	0.24
	tubo sud est	0.25		no h2o a 18,20	16.12	14.35	13.82	13.82	14.34	0.25
	tubo sud	0.26	18.86	17.16	15.99	14.38	13.82	13.82	14.35	0.26
	tubo ovest	0.27		ostruito p.c.	ostruito p.c.	ostruito p.c.	ostruito p.c.	ostruito p.c.	ostruito p.c.	ostruito p.c.
S11	tubo nord ovest	0.11	18.56	16.70	15.55	13.89	13.24	13.23	13.89	15.71
	tubo nord est	0.11	18.38	16.52	15.39	13.72	13.34	13.39	13.89	15.71
	tubo sud est	0.11	18.36	16.50	15.39	13.72	13.34	13.39	13.89	15.67
	tubo sud ovest	0.11	18.56	16.70	15.57	13.89	13.24	13.23	13.89	15.67
S12	tubo 3 pollici	0.10	16.70	15.45	14.31	12.82	12.24	12.20	12.74	14.28
S13	tubo 3 pollici	0.14	17.58	16.66	15.74	14.52	13.90	13.82	14.11	15.10
S15	nord ovest (verde campo)	0.03	17.14	16.15	15.41	14.53	14.28	14.36	14.67	15.14
	sud est (ferrovia)	0.03	16.90	16.1	15.42	14.53	14.28	14.36	14.67	15.14
	tubo est (blu)	0.04	no h2o a 16,10	15.06	14.75	14.24	14.18	14.34	14.65	15.04
S16	tubo 3 pollici	0.12	14.92	13.87	13.48	12.79	12.68	12.72	12.94	13.32

Tabella 25: Monitoraggio piezometrico Dic2020-Lug2021

Per i dettagli si rimanda alla Relazione Geologica, geomorfologica, Idrogeologica e Sismica.

10 CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

10.1 PREMESSA

Nel presente capitolo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti per le opere in progetto.

La lunghezza di progetto del palo è quella che soddisfa tutte le verifiche di capacità portante, anche in presenza di scalzamento. Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico”; verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

- $N_{max,SLE} < Q_{II} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{II} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.

10.2 ANALISI AGLI STATI LIMITE

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente. La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte secondo l'Approccio (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente (tabella di normativa 6.4.II), relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$ (o a trazione $R_{t,k}$) è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi **Tabella 27**) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$); tali fattori di correlazione sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

Per ogni opera verrà assunto un coefficiente ξ_3 in funzione delle verticali di indagine eseguite, sufficientemente rappresentative per la caratterizzazione geotecnica, secondo quanto indicato da normativa.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Tabella 26 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^{o)}	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^{o)} da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 27 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

10.3 METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE AI CARICHI VERTICALI

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'v \leq \tau_{i,max}$$

dove:

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{i,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$, essendo

k = coefficiente di pressione laterale = 0.6 a compressione e 0.5 a trazione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Depositi coesivi

Nelle condizioni di breve termine la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{l,max}$$

Dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come indicato nelle raccomandazioni AGI (1984):

$\alpha = 0.90$ per $c_u \leq 25$ kPa;

$\alpha = 0.80$ per $25 \leq c_u \leq 50$ kPa;

$\alpha = 0.60$ per $50 \leq c_u \leq 75$ kPa;

$\alpha = 0.40$ per $c_u \geq 75$ kPa.

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 100 kPa per terreni coesivi alluvionali).

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI (1984):

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma'_v \leq q_{b,lim}$$

essendo:

N_q^* = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (Raccomandazioni AGI, 1984)

da calcolare considerando la correzione proposta da Kishida (1967) per pali trivellati $\varphi'_{calc} = \varphi'_k - 3^\circ$;

σ'_v = tensione verticale efficace;

$q_{b,lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile. Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto indicato da Gwizdala,1984, vedasi seguente tabella.

Tabella 28 – Valori di q_{blim} secondo Gwizdala [1984]

	$q_{b,lim}$ (kPa)
GHIAIE	7300
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \leq q_{b,lim}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata [kPa];

σ_v = tensione totale verticale;

$q_{b,lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile (3800 kN in accordo a Engling e Reese, 1974).

10.4 DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “ Q_d ” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{LL} / F_{SL} + W'_p$$

dove:

Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

W'_p = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione (= $\gamma_{st} \cdot \xi_3$).