

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA
RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale e suscettibilità a liquefazione

SCALA:

-

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

IR0E 00 R 11 GE GE0006 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	P. Cucino	Dic 2021	G.Meneschincheri	Dic 2021	C. Urciuoli	Dic 2021	L. Berardi Dic 2021

File: IR0E00R11GEGE0006001A

n. Elab.:

INDICE

1. Premessa	6
2. Documenti e norme di riferimento	8
2.1. Normative e standard	8
2.2. Documenti di riferimento.....	8
2.3. Riferimenti bibliografici	8
3. Indagini esperite	10
3.1. Criteri di scelta della campagna di indagini.....	10
3.2. Indagini in sito di tipo diretto	10
3.3. Indagini geofisiche.....	12
3.4. Rilievi geostrutturali	14
3.5. Indagini di laboratorio	14
4. Rilievo dei livelli di falda	25
5. Inquadramento Geologico - geotecnico	26
6. Criteri di caratterizzazione dinamica dei terreni.....	29
6.1. Velocità delle onde di taglio V_s	29
6.1.1. Velocità delle onde di taglio da prospezioni geofisiche	29
6.1.2. Velocità delle onde di taglio per i campioni rocciosi	29
6.2. Moduli a piccole deformazioni G_0 e E_0	29
6.3. Modulo di deformabilità operativa	30
6.3.1. Definiti da G_0 e E_0 in funzione del livello deformativo	30
7. Criteri di caratterizzazione per i terreni incoerenti	32
7.1. Densità Relativa, D_r	32
7.2. Angolo di attrito efficace di picco ϕ'	33
7.3. Modulo a piccole deformazioni G_0 e E_0	33
7.4. Moduli di deformabilità operativa	34
7.4.1. Definiti dal modulo E_0	34
7.4.2. Definiti in base alla densità relativa.....	34
8. Criteri di caratterizzazione per i terreni coesivi.....	36
8.1. Coesione non drenata c_u	36
8.2. Parametri di resistenza al taglio drenata (c' e ϕ').....	36
8.3. Carico di preconsolidazione e rapporto di sovraconsolidazione OCR	37
8.4. Modulo non drenato E_u	38
8.5. Modulo edometrico.....	38
8.6. Permeabilità	40
9. Criteri di caratterizzazione geomeccanica delle rocce.....	41
9.1. Criteri di caratterizzazione della roccia intatta	41
9.1.1. Resistenza a compressione della roccia intatta (σ_{ci})	41
9.1.2. Velocità delle onde nella roccia intatta.....	42
9.1.3. Modulo di deformazione della roccia intatta (E_i)	42
9.1.4. Criterio di determinazione della costante m_i per la roccia intatta	42
9.2. Criteri di caratterizzazione dell'ammasso roccioso.....	44
9.2.1. Criteri di determinazione del GSI.....	44
9.2.2. Resistenza come mezzo continuo equivalente.....	44
9.2.3. Resistenza lungo piani di discontinuità preesistenti	45
9.2.4. Modulo di deformazione ammasso (E_m ed E_{tm}).....	46
9.2.5. Resistenza non drenata parti cataclamate	46

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E
SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	3 di 211

9.2.6.	Permeabilità	46
9.2.7.	Stato di fratturazione dell'ammasso	46
9.2.8.	Criteri di determinazione del GSI.....	47
10.	Unità geotecniche Dc Dg – Alluvioni terrazzate	48
10.1.	Unità Dc - Depositi alluvionali coesivi.....	54
10.1.1.	Caratteristiche di classificazione	54
10.1.2.	Prove edometriche	59
10.1.3.	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	64
10.1.4.	Resistenza al taglio in condizioni non drenate.....	65
10.1.5.	Modulo non drenato E_u	66
10.1.6.	Modulo a piccole deformazioni	67
10.2.	Unità Dg – Depositi alluvionali incoerenti	69
10.2.1.	Distribuzione granulometrica	69
10.2.2.	Permeabilità	70
10.2.3.	Densità relativa	72
10.2.4.	Resistenza al taglio	76
10.2.5.	Modulo a piccole deformazioni	79
10.2.6.	Modulo di deformabilità operativa	80
10.3.	Sintesi dei parametri geotecnici Unità Dc e Dg.....	86
10.3.1.	Unità geotecnica Dc.....	86
10.3.2.	Unità geotecnica Dg	87
11.	Unità CL – Formazioni Calcaree	88
11.1.	Parametri roccia intatta	88
11.1.1.	Peso di volume.....	88
11.1.2.	Resistenza a compressione	90
11.1.3.	Deformabilità.....	96
11.1.4.	Velocità delle onde V_p e V_s nei provini di roccia.....	97
11.1.5.	Modulo elastico e di taglio a piccole deformazioni	99
11.2.	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso.....	101
11.2.1.	Parametri geomeccanici.....	101
11.2.2.	Velocità delle onde di taglio	102
11.2.3.	Caratteristiche di resistenza dell'ammasso	103
11.2.4.	Modulo di deformazione di ammasso.....	105
11.2.5.	Permeabilità	107
11.3.	Sintesi dei parametri geotecnici unità CL.....	108

12. Unità M_b, M_f, M_s.....	110
12.1. Parametri roccia intatta.....	110
12.1.1. Peso di volume.....	110
12.1.2. Resistenza a compressione.....	112
12.1.3. Deformabilità.....	120
12.1.4. Velocità delle onde V p e V s nei provini di roccia.....	121
12.1.5. Modulo elastico e di taglio a piccole deformazioni.....	123
12.2. Caratterizzazione dell'ammasso roccioso.....	125
12.2.1. Parametri geomeccanici.....	125
12.2.2. Velocità delle onde di taglio.....	126
12.2.3. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso.....	127
12.2.4. Modulo di deformazione di ammasso.....	129
12.2.5. Permeabilità.....	131
12.3. Sintesi dei parametri geotecnici unità M_b, M_f, M_s.....	131
13. Unità M_alt - Fasce di alterazione formazioni marnose.....	133
13.1. Risultati analisi di laboratorio.....	133
13.1.1. Prove di classificazione.....	133
13.1.2. Permeabilità.....	140
13.1.3. Prove edometriche.....	140
13.1.4. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	143
13.1.5. Resistenza al taglio in condizioni non drenate.....	144
13.2. Modulo non drenato E _u	147
13.3. Unità M_alt - Sintesi dei parametri geotecnici.....	148
14. Argille Azzurre.....	150
14.1. Unità Aa_L - Componente pelitica.....	150
14.1.1. Prove di classificazione.....	150
14.1.2. Permeabilità.....	160
14.1.3. Prove edometriche.....	161
14.1.4. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	165
14.1.5. Resistenza al taglio in condizioni non drenate.....	167
14.1.6. Modulo non drenato E _u	170
14.2. Unità Aa_Ar Componente arenacea.....	172
14.2.1. Parametri roccia intatta.....	172
14.2.2. Caratterizzazione dell'ammasso.....	176
14.3. Unità Aa_L ed Aa_Ar - Sintesi dei parametri geotecnici.....	177
14.3.1. Unità Aa_L.....	177

14.3.2. Unità Aa_Ar	178
15. Caratterizzazione sismica dei terreni	179
15.1. Parametri sismici del sito	179
15.2. Categorie di sottosuolo	179
15.3. Stabilità nei confronti della liquefazione	205
16. Sintesi dei parametri geotecnici	208
16.1. Formazioni lapidee	208
16.2. Unità non lapidee	209
16.2.1. Unità di tipo coesivo – Dc, M_alt, Aa_L	209
16.2.2. Unità di tipo incoerente – Dg	209
17. TEMATICHE GEOTECNICHE AFFRONTATE NEL PROGETTO	211

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	6 di 211

1. PREMESSA

Nell'ambito del potenziamento infrastrutturale della Linea ferroviaria Orte-Falconara, il presente Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica riguarda il raddoppio della tratta PM228-Albacina.

Il PFTE si basa sullo studio di fattibilità redatto da RFI nel 2020 e sugli input di base comunicati dalla committenza nei mesi scorsi.

L'intervento inizia dal PM228, posto alla progressiva Km 228+014, il progetto prevede un raddoppio in stretto affiancamento alla Linea storica per circa 4 Km.

E' prevista una viabilità sostitutiva per la soppressione del PL posto alla progressiva Km 229+436.

Successivamente il, tracciato prosegue sempre con raddoppio in affiancamento realizzato per fasi, con un'alternanza di tratti in rilevato e in trincea.

Si arriva infine alla stazione di Albacina nella quale viene previsto un nuovo PRG per rispondere alle richieste funzionali della Committenza; verrà realizzato un nuovo sovrappasso, dei collegamenti perdonali (rampe scale ed ascensori), e nuovi marciapiedi L utile pari a 250 m e H=55 cm.

I marciapiedi verranno dotati di nuove pensiline ferroviarie. Nella stazione verranno creati i percorsi per le PMR percorsi tattili e segnaletica.

Nell'area della stazione verrà realizzato un Fabbricato Tecnologico con annesso locale di Consegna ENEL.

Successivamente il tracciato prosegue a semplice binario e si collega con la linea esistente che prosegue, da un lato verso Falconara, e dall'altro verso Macerata.

Nei pressi della stazione di Albacina viene prevista anche l'adeguamento della Cabina TE realizzata da RFI e necessaria per gestire il corretto assetto delle protezioni della LdC e garantire l'equipotenzialità delle condutture, visto che la linea, come detto in precedenza, prosegue a semplice binario.

Infine sono previsti lungo il tracciato tratti di barriere antirumore di lunghezza complessiva pari a circa 1.200 m (tra BD e BP) e di altezza mediamente pari a 5,5 metri.

Nella presente relazione vengono descritti i risultati dello studio geotecnico considerando tutto il complesso delle indagini finalizzate non solo allo studio di questa tratta ferroviaria ma anche quelle contestualmente effettuate per lo studio del raddoppio della tratta PM228-Castelplanio della linea Orte - Falconara. Ciò perché, in considerazione del fatto che i terreni presenti nelle aree interessate sono accomunate da una comune origine e storia

geologica, si è ritenuto più opportuno ed efficace analizzare le diverse formazioni non per singola tratta o lotto, ma complessivamente, in quanto sono tutte appartenenti alle medesime formazioni geologiche, caratterizzate da analoghe condizioni di deposizione e ad una medesima storia evolutiva. Ciò permetterà, nell'ambito del PFTE, attraverso l'analisi complessiva di un più ampio campione di dati, di restringere il livello di incertezza legato alla determinazione delle caratteristiche geomeccaniche dei materiali interessati.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 8 di 211

2. DOCUMENTI E NORME DI RIFERIMENTO

2.1. Normative e standard

- Rif. [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- Rif. [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- Rif. [3] AGI: Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1977.
- Rif. [4] British Standard BS 8004:2015, Code of practice for foundations
- Rif. [5] NAVFAC. 1982. Design Manual, Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, DM-7. Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA.

2.2. Documenti di riferimento

- Rif. [6] Indagini Geognostiche e prove in situ - IR0E01R69SGGE0005001
- Rif. [7] Indagini Geognostiche pregresse lungo la tratta Fabriano Serra S. Quirico 1/2 - IR0E01R69SGGE0005002
- Rif. [8] Indagini Geognostiche pregresse lungo la tratta Fabriano Serra S. Quirico 2/2 - IR0E01R69SGGE0005003
- Rif. [9] Prove geotecniche di Laboratorio - IR0E01R69PRGE0005001
- Rif. [10] Indagini geofisiche - IR0E01R69IGGE0005001
- Rif. [11] Relazione Geologica - IR0E01R69RGGE0001001
- Rif. [12] Carta geologica 1:5.000 - IR0E01R69G5GE0001001
- Rif. [13] Carta delle indagini (1:10.000) - IR0E01R69G5GE0001002
- Rif. [14] Carta idrogeologica 1:5.000 - IR0E01R69G5GE0002001
- Rif. [15] Profilo geologico in asse al tracciato (1:5000) - IR0E01R69F5GE0001001
- Rif. [16] Profilo idrogeologico in asse al tracciato (1:5.000) - IR0E01R69F5GE0002001
- Rif. [17] Sezioni geologiche trasversali (1:5.000) - IR0E01R69W5GE0001001

2.3. Riferimenti bibliografici

- Rif. [18] Skempton, A. W. (1986) “Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation”. Geotechnique 36, n°2

- Rif. [19] Gibbs H.J. e Holtz W.G. (1957) "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing" Proc. IV ICSMFE, Londra
- Rif. [20] Schmertmann (1975) "Measurement of In-Situ Shear Strength". State-of-the-art report, Proc. ASCE Speciality Conf. on in situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, Vol.2, pp. 57-138
- Rif. [21] Naval Facilities Engineering Command (1986) "Design Manual 7.02 – Foundation & Earth Structures" 200 Stovall Street – Alexandria, Virginia 22332-2300
- Rif. [22] R. Berardi. R. Lancellotta (1992) "Deformabilità dei terreni sabbiosi da un'analisi retrospettiva del comportamento di strutture reali" Rivista Italiana di Geotecnica 4/1992
- Rif. [23] Burland J.B., Burbidge M.C. (1984) "Settlement of shallow foundations in sands. Selection of stiffness on the basis of penetration resistance" Proc. Geotech. Eng. Congress, GT/Div. ASCE, Boulder, Colorado
- Rif. [24] Janbu N. "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests" Proc. ECSMFE, vol 1 Wiesbaden, pp. 19-24
- Rif. [25] Kenney T. C. Discussion Proc. ASCE, Vol. 85, No. SM3, pagine 67-79

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 10 di 211

3. INDAGINI ESPERITE

3.1. Criteri di scelta della campagna di indagini

La campagna di indagine geotecnica in sito e laboratorio è stata programmata con la finalità di ricostruire un modello geotecnico il più possibile affidabile, noto l'impatto che lo stesso ha sulle scelte progettuali e in particolare nella progettazione del sistema fondale.

Pertanto, nella definizione della campagna indagini e nella ricostruzione del modello geotecnico, l'obiettivo è stato dunque quello di non trascurare nessun aspetto geotecnico avente ricadute progettuali.

Nel dettaglio, particolare attenzione è stata posta nel:

- indagare i punti presumibilmente più critici, come i punti di attacco delle gallerie, tratti a mezza costa o in prossimità di preesistenze importanti
- indagare le zone che facessero temere la presenza di terreni aventi caratteristiche meccaniche più scadenti
- coordinare le diverse tipologie di indagine in modo da acquisire un quadro di insieme il più chiaro possibile.

3.2. Indagini in sito di tipo diretto

Durante la campagna di indagini geognostiche svolta tra febbraio e giugno 2021, sono stati eseguiti complessivamente n. 51 sondaggi geognostici a carotaggio continuo destinati sia ai tratti in galleria che a quelli all'aperto, per un totale di circa 3000 m di perforazione.

La profondità massima raggiunta è pari a 360 m. In tabella 3-1 si riporta l'elenco dei sondaggi realizzati, con specifica del codice di sondaggio, la profondità raggiunta, la tipologia di attrezzaggio del foro e delle prove in foro eseguite nonché il numero di campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati.

Nei sondaggi sono state eseguite prove di permeabilità tipo Lugeon (in totale n. 53) e tipo Lefranc (in totale n. 56), prove penetrometriche dinamiche SPT (in totale n. 177), prove dilatometriche (in totale n. 86) e pressiometriche (in totale n. 8). Sono stati inoltre prelevati campioni indisturbati (in totale n. 142) e rimaneggiati/lapidei (in totale n. 236), su cui sono state eseguite prove geotecniche di laboratorio.

ID	Lotto	Prof. (m)	Attrezzaggio	Tratto fenestrato (m)	SPT	CI	CR	Lugeon	Lefranc	Prove PMT	Prove DMT
AFC61	1	360	pz	315-330	0	0	23	8	0	0	9
AFC62	1	180	pz	150 - 165	0	0	3	1	0	0	1
FCL1	1	45	pz	25-40	1	0	7	3	0	0	2
FCS2	1	150	no	-	0	5	5	4	0	0	4
FCS3	1	150	pz	115-135	5	5	4	3	0	0	3
FCS3_bis	1	80	pz	5-60	7	2	4	2	1	0	2
FCS4	1	40	pz	2-10	1	6	5	2	0	0	2

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E
SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	11 di 211

ID	Lotto	Prof. (m)	Attrezzaggio	Tratto fenestrato (m)	SPT	CI	CR	Lugeon	Lefranc	Prove PMT	Prove DMT
FCS50	1	40	pz	3-30	10	3	0	0	1	0	0
FCS50	1	50	pz	14-30	3	5	4	2	0	0	2
FCS51	1	120	pz	100-115	5	5	5	4	0	0	3
FCS6	1	40	dh	-	0	5	2	2	0	0	2
FCS71	1	40	pz	1-16	5	4	3	0	2	0	0
FCS72	1	40	pz+dh	12-23	3	5	2	2	0	0	2
FCS8	1	80	pz	40-65	1	5	4	2	0	0	2
FCL10	2	40	pz	3-30	0	0	5	1	1	0	2
FCL22	2	40	pz	5-35	2	0	5	1	1	1	1
FCL24	2	40	pz	2-30	1	1	4	0	2	0	2
FCL25	2	50	dh	-	0	0	6	0	2	0	2
FCL32	2	40	pz	3-30	3	1	6	0	3	0	3
FCL34 bis	2	40	dh	-	4	2	9	0	2	0	2
FCL35	2	40	pz	pz cgrande 25 m	11	4	5	0	3	0	1
FCL36	2	40	dh	-	8	5	3	0	2	1	0
FCL36bis	2	25	incl	-	6	1	3	0	2	0	1
FCL36bisA	2	12	pz	pz cgrande 10 m	distruzione						
FCL36bisB	2	25	pz	pz cgrande 25 m	distruzione						
FCL52	2	40	pz	2-30	2	1	5	1	1	0	2
FCS16	2	40	pz	3-30	2	4	1	1	1	0	2
FCS17	2	40	pz	3-30	3	4	1	1	1	0	2
FCS18	2	40	dh	-	5	4	6	0	2	1	1
FCS27	2	40	pz	pz cgrande a 9m	0	6	5	2	0	0	2
FCS27_bis	2	50	pz	7-25	0	6	5	2	0	0	2
FCS27_bis_A	2	50	pz	8-38	distruzione						
FCS30	2	50	pz	2-40	6	4	3	2	1	2	0
FCS31	2	50	dh	-	4	2	4	0	2	0	2
FCS34	2	40	pz	3-20	4	2	4	1	2	0	2
FCS73	2	120	pz	69-81	0	5	5	3	0	0	3
FCS9	2	40	pz	5-30	2	3	2	1	1	0	2
FCL37	3	40	pz	pz cgrande 15m	9	4	7	0	2	2	0
FCL38	3	50	dh	-	8	5	7	0	2	1	1
FCL39	3	40	pz	3-12	8	3	5	0	2	0	2
FCL42	3	40	pz	3-21	4	2	5	0	2	0	2
FCL43	3	40	pz	pz cgrande 20 m	2	0	9	0	2	0	2
FCL44	3	50	dh	-	4	4	4	1	1	0	1
FCL45	3	50	pz	pz cgrande a 25m	4	3	5	0	1	0	2
FCL46	3	40	dh	-	5	3	6	0	2	0	1
FCL47	3	40	pz	3-37	3	1	8	0	2	0	2
FCL48	3	40	pz	15-37	7	4	5	0	2	0	2
FCL48_BIS	3	50	incl	-	5	2	7	0	2	0	0
FCL48_BIS_A	3	40	pz	5-35	2	0	0	0	0	0	0
FCL49	3	40	pz	3-15	9	2	6	0	2	0	1
FCS41	3	40	dh	-	3	4	4	1	1	0	2
FA1	Alb.	30	pz	3-27	2	0	5	0	2	0	1
FA2	Alb.	30	dh	-	3	2	4	0	2	0	1

ID	Lotto	Prof. (m)	Attrezzaggio	Tratto fenestrato (m)	SPT	CI	CR	Lugeon	Lefranc	Prove PMT	Prove DMT
FA3	Alb.	30	pz	2-20	2	0	6	0	2	0	1
FA4	Alb.	30	dh	-	2	0	5	1	1	0	0
FA5	Alb.	30	pz	3-27	1	0	5	0	2	0	1

tabella 3-1 Quadro di sintesi dei sondaggi - Campagna indagini 2021

3.3. Indagini geofisiche

Nell'ambito della campagna di indagini 2021 sono state eseguite anche indagini geofisiche quali indagini sismiche a rifrazione, indagini HVSR, indagini MASW/Re.Mi. e prove *Down-Hole*. Le informazioni ricavate dalle indagini indirette sono state utilizzate come integrazione e supporto per la definizione del modello geologico di sottosuolo. In dettaglio, sono stati eseguiti:

- n. 31 sezioni sismiche tomografiche (tabella 3-2);
- n. 13 prove MASW/Re.Mi. (tabella 3-3);
- n. 13 rilievi HVSR (tabella 3-3);
- n. 14 prove *Down-Hole* (tabella 3-4).

ID prova	Ubicazione	Lotto	pk
R1-R1A	Imbocco sud Galleria Le Cone	Lotto 1	1+050 ca.
R2-R2A	Imbocco nord Galleria Le Cone	Lotto 1	6+400 ca.
R3-R3A	Imbocco sud Galleria Valtreara	Lotto 2	0+000 ca.
R33-R33A	Imbocco nord Galleria Valtreara	Lotto 2	0+950 ca.
R4-R4A	Imbocco sud Galleria Genga	Lotto 2	1+680 ca.
R5-R5A	Imbocco nord Galleria Genga	Lotto 2	2+300 ca.
R6	Galleria artificiale	Lotto 2	2+580 ca.
R7-R7A	Imbocco sud Galleria Mogiano	Lotto 2	2+950 ca.
R8-R8A	Imbocco nord Galleria Mogiano	Lotto 2	3+410 ca.
R9-R9A	Imbocco sud Galleria Ponte Chiaradovo	Lotto 2	4+100 ca.
R10-R10A	Imbocco nord Galleria Ponte Chiaradovo	Lotto 2	4+400 ca.
R11-R11A	Imbocco sud Galleria La Rossa	Lotto 2	4+780 ca.
R12-R12A	Imbocco nord Galleria La Rossa	Lotto 2	5+910 ca.
R13-R13A	Imbocco sud Galleria Murano	Lotto 2	6+300 ca.
R14-R14A	Imbocco nord Galleria Murano	Lotto 2	7+200 ca.
R15	Viadotto Vallemanni	Lotto 3	0+150 ca.
R17	Angeli Stazione	Lotto 3	4+800 ca.

tabella 3-2 Quadro di sintesi delle sezioni sismiche tomografiche - Campagna indagini 2021

ID prova	Ubicazione	Lotto	pk
MASW 71/HVSR 226	Fabriano Z. Industriale	Lotto 1	0+310
MASW 6/HVSR 152	Varapara	Lotto 1	6+500
MASW 52/HVSR 224	Gattuccio	Lotto 2	1+230
MASW 18/HVSR 223	Palombare	Lotto 2	3+900
MASW 25/HVSR 070	Gola della Rossa	Lotto 2	4+500
MASW 35/HVSR 069	Serra S. Quirico	Lotto 2	8+100
MASW 36/HVSR 068	Serra S. Quirico	Lotto 2/Lotto 3	8+780/0+605
MASW 42/HVSR 067	Palazzo Vallemani	Lotto 3	2+345
MASW 43/HVSR 225	Angeli di Mergo	Lotto 3	2+770
MASW 48/HVSR 066	Angeli stazione	Lotto 3	5+200
MASW 1/HVSR227	-	228-Albacina	0+610
MASW 2/HVSR228	-	228-Albacina	2+080
MASW 3/HVSR229	-	228-Albacina	3+870

tabella 3-3 Quadro di sintesi delle prove MASW/HVSR - Campagna indagini 2021

ID prova	Ubicazione	Lotto	pk
DH-FCS6	Varapara	Lotto 1	6+520
DH-FCS72	Palazzo Vatria	Lotto 1	1+820
DH-FCS9	Gattuccio	Lotto 2	1+000
DH-FCS18	Palombare	Lotto 2	3+820
DH-FCS31	Cava di calcare	Lotto 2	6+160
DH-FCS41	Palazzo Vallemani	Lotto 2	2+180
DH-FCL25	Gola della Rossa	Lotto 2	4+580
DH-FCL34BIS	Serra S. Quirico	Lotto 2	7+680
DH-FCL36	Serra S. Quirico	Lotto 2/Lotto 3	8+780/0+605
DH-FCL38	Serra S. Quirico	Lotto 3	1+400
DH-FCL44	Angeli di Mergo	Lotto 3	2+940
DH-FCL46	Angeli di Mergo	Lotto 3	3+330
DH-FA02	-	228-Albacina	1+170
DH-FA04	-	228-Albacina	3+280

tabella 3-4 Quadro di sintesi delle prove Down Hole - Campagna indagini 2021

Delle 14 prove Down Hole solo 12 hanno interessato tratti di ferrovia all'aperto. Quelle escluse dalla analisi successiva sono le prove effettuate in corrispondenza dei sondaggi FCS72 ed FCL34bis.

3.4. Rilievi geostrutturali

Durante la campagna di rilevamento del 2021 sono stati eseguiti n. 14 rilievi geomeccanici di superficie. L'elaborazione statistica dei dati acquisiti ha permesso di classificare, dal punto di vista geomeccanico, le porzioni rocciose oggetto dei rilievi secondo i criteri di Bieniawski (1989), attraverso la stima del coefficiente RMR, e secondo quelli proposti da Barton (1974) mediante il calcolo del parametro Q. Per i risultati si rimanda agli appositi elaborati (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

3.5. Indagini di laboratorio

Ad integrazione della campagna di indagini in sito sono state eseguite prove di laboratorio. Sui campioni di terreno queste sono consistite in:

- Apertura e descrizione geotecnica dei campioni(dc) con prove speditive di consistenza (pocket) e foto (ft);
- Determinazione del peso di volume naturale (γ) e del peso di volume secco (γ_d);
- Determinazione del peso specifico dei grani solidi (G_s);
- Analisi granulometrica per vagliatura (G_{rvag}) e per sedimentazione (G_{rsed});
- Determinazione dei Limiti di Atterberg (LL e LP);
- Determinazione del contenuto d'acqua;
- Classifica delle Terre secondo UNI 10006 (CL);
- Prove di Compressione Edometrica (Ed);
- Prove Triassiali Non consolidate-Non Drenate (TXUU), con o senza la misura della pressione interstiziale, e Prove Triassiali Consolidate Non Drenate (TXCU);
- Prova di espansione laterale libera (ELL)
- Prove di Taglio Diretto (TD);

Nelle tabella 3-5=tabella 3-8 si riporta per ogni singola tratta il quadro riassuntivo delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi.

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc, Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FCS71	CR1	2.85		x				x	x					
FCS71	SPT3	7.80		x				x	x					
FCS71	CI1	10.25	x	x	x	x	x	x	x	x			x	
FCS71	SPT5	13.80		x				x	x					

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc. Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FCS71	CI2	15.95	x	x	x	x	x	x	x	x				x
FCS71	CR2	18.85		x				x	x					
FCS71	CR3	33.85		x				x	x					
FCL1	CR3	24.45										x		
FCL1	CR4	26.20										x		
FCL1	CR5	35.20										x		
FCL1	CR6	38.15										x		
FCS4	CI2	7.10		x										
FCS4	CI4	15.10		x										
FCS4	CI5	19.75		x										

tabella 3-5 Lotto 1 – Quadro riassuntivo prove di laboratorio su terreno

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc. Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FCS9	CR1	4.2		x				x	x					
FCL52	CI1	6.8	x	x	x	x	x	x	x	x				
FCL52	CR1	8.4		x				x	x					
FCS16	CR1	6.65		x				x	x					
FCS18	CR1	3.45		x				x	x					
FCS18	CI1	8.75	x	x	x	x	x	x	x	x				x
FCS18	CR2	12.15		x				x	x					
FCS18	CR3	17.65		x				x	x					
FCL22	CR1	5.8		x				x	x					
FCL22	CR2	10.15		x					x					
FCL24	CR1	5.5		x				x	x					
FCL24	CI1	8.85	x	x	x	x	x	x	x					x
FCL24	CR2	12.2		x				x	x					

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E
SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	16 di 211

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc. Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FCL25	CR1	4.2		X				X	X					
FCL25	CR2	9.2		X				X	X					
FCL25	CR3	11.5		X				X	X					
FCS30	CI1	11.55		X	X	X	X	X	X				X	
FCS30	CR1	17.85		X				X	X					
FCS31	CR1	2.6		X				X	X					
FCS31	CR2	6.05		X				X	X					X
FCS31	CR3	9.85		X				X	X					X
FCS31	SPT4	10.75		X				X	X					
FCS31	CR4	14.85		X				X	X					
FCS31	CI1	20.2	X	X	X	X	X	X	X					X
FCS31	CI2	25.25	X	X	X	X	X	X	X				X	
FCL32	CI1	4.2		X				X	X					
FCL32	CR1	7.9		X				X	X					
FCS34	CI1	3.3		X				X	X					
FCS34	CR1	9.15						X	X					
FCS34	CR2	13.3						X	X					
FCL34bis	CI1	3.15	X	X	X	X	X	X	X	X				X
FCL34bis	CR1	5.9						X	X					
FCL34bis	CR2	8.15		X	X	X	X	X	X	X				
FCL34bis	CR3	10.8		X	X			X	X			X		X
FCL34bis	CI2	12.3	X	X	X	X	X	X	X		X			
FCL34bis	CR4	15.8			X			X	X			X		
FCL34bis	CR5	18.15		X	X			X	X				X	X
FCL34bis	CR6	22.1		X				X	X					
FCL35	CI1	4.2	X	X	X	X	X	X	X	X				X
FCL35	CR1	9.25		X	X			X	X					
FCL35	CR2	13.4		X	X			X	X					X
FCL35	CI2	15.75	X	X			X	X	X					X
FCL35	CR3	18.85		X	X			X	X					
FCL35	CI3	20.2	X	X	X	X	X	X	X	X	X			

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc. Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FCL35	CR4	29.1		X	X	X	X	X	X					X
FCL35	CI4	35.2	X	X	X	X	X	X	X		X			
FCL35	CR5	39.3			X	X	X	X	X					X
FCL36	CI1	3.2	X		X	X	X	X	X	X				X
FCL36	CI2	5.2	X		X	X	X	X	X				X	X
FCL36	PL1	7												
FCL36	CI3	8.25	X	X	X	X	X	X	X	X			X	
FCL36	CR1	11.8						X	X					
FCL36	CI4	14.6	X		X	X	X	X	X				X	
FCL36	CR2	25.5						X	X			X		
FCL36	CI5	32.15	X		X	X	X	X	X		X			
FCL36	CR3	36.35			X	X	X					X		
FCL36bis	CI1	7.25	X	X	X	X	X	X	X					X
FCL36bis	CR1	10.5		X	X			X	X					

tabella 3-6 Lotto 2 – Quadro riassuntivo prove di laboratorio su terreno

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc. Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FCL37	CI1	3.2	X	X	X	X	X	X	X	X				X
FCL37	CI2	7.7	X	X	X	X	X	X	X		X		X	
FCL37	CI3	12.25	X	X	X	X	X	X	X		X			
FCL37	CI4	18.25	X	X	X	X	X	X	X				X	
FCL37	CR5	25.2	X	X				X	X					X
FCL37	CR6	30.65	X	X				X	X					
FCL38	CI1	3.45	X	X	X	X	X	X	X	X				X
FCL38	CI2	8.85	X	X				X	X					

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E
SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	18 di 211

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc. Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FCL38	CI3	12.2	x	x	x	x	x	x	x				x	
FCL38	CI4	18.2	x	x	x	x	x	x	x		x			
FCL38	CR4	23.1	x	x				x	x					
FCL38	CI5	25.15	x	x	x	x	x	x	x					x
FCL38	CR5	29.1	x	x				x	x					
FCL38	CR6	33.9	x	x				x	x					
FCL39	CI1	5.15	x	x	x	x	x	x	x					x
FCL39	CR1	8.3		x				x	x					x
FCL39	CI2	10.3	x	x	x	x	x	x	x	x	x			x
FCL39	CR2	14.1		x				x	x					x
FCL39	CI3	18.3	x	x	x	x	x	x	x	x			x	
FCL39	CR3	23.15		x	x			x	x	x				
FCL39	CR4	30.1		x				x	x					x
FCL39	CR5	38.3		x	x			x	x		x			
FCS41	CI1	4.75	x	x	x	x	x	x	x	x			x	
FCS41	CR1	7.35		x				x	x					x
FCS41	SPT3	7.75							x					
FCS41	CI2	12.25	x	x	x	x	x	x	x		x			x
FCS41	CR2	15.35		x				x	x					
FCS41	CI3	19.35	x	x	x	x	x	x	x		x			x
FCS41	CR3	24.85		x				x	x					
FCS41	CI4	28.7	x	x	x	x	x	x	x		x			
FCS41	CR4	34.85		x				x	x					
FCL42	CR1	5.85		x				x	x					x
FCL42	CR2	13.3		x				x	x					x
FCL42	CI1	15.15	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
FCL42	CR3	22.45		x	x	x	x	x	x					x
FCL42	CR4	28.85		x	x	x	x	x	x					x
FCL42	CI2	35.15	x	x	x	x	x	x	x		x			
FCL42	CR5	38.8		x	x	x	x	x	x			x		
FCL43	CR1	3.1		x				x	x					

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E
SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	19 di 211

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc. Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FCL43	CR2	8.1		X				X	X					
FCL43	CR3	11.75		X				X	X					
FCL43	CR4	13.9										X		
FCL43	CR8	32.45		X				X	X					
FCL44	CI1	3.2	X	X				X	X					
FCL44	CR1	8.65		X	X	X	X	X	X			X		
FCL44	CI2	10.8	X	X	X	X	X	X	X	X			X	
FCL44	CR2	16.8		X				X	X					X
FCL44	CI3	18.45	X	X	X	X	X	X	X	X				X
FCL44	CR3	27.8		X				X	X					X
FCL44	CI4	34.6	X	X	X	X	X	X	X		X			
FCL44	CR4	38.5		X	X	X	X	X	X			X		X
FCL45	CI1	2.25	X	X	X	X	X	X	X		X			X
FCL45	CR1	10.1		X				X	X					X
FCL45	CR2	13.6		X				X	X					
FCL45	CR3	15.1		X	X			X	X					X
FCL45	CI2	17.15	X	X	X	X	X	X	X				X	
FCL45	CI3	29.85	X	X	X	X	X	X	X		X			
FCL45	CR5	48.35		X	X			X	X					X
FCL46	CR1	2.6						X	X					
FCL46	CR2	10.15						X	X					
FCL46	CR3	12.15			X			X	X					
FCL46	CI1	15.25	X	X	X	X	X	X	X	X				
FCL46	CR4	20.15			X			X	X					
FCL46	CI2	28.15	X	X	X	X	X	X	X					X
FCL46	CI3	30.2	X	X	X	X	X	X	X		X			
FCL47	CR1	3.1		X				X	X					
FCL47	CR2	7.35		X				X	X					
FCL47	CI1	8.75	X	X	X	X	X	X	X				X	
FCL47	CR3	12.75		X				X	X					
FCL47	CR5	20.1										X		

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc. Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FCL47	CR7	28.15		X	X			X	X					
FCL47	CR8	33.1										X		
FCL48	CR1	2.55		X				X	X					X
FCL48	CI1	9.65	X	X	X	X	X	X	X				X	
FCL48	CR2	11.15		X				X	X					X
FCL48	CI2	13.3	X	X	X	X	X	X	X	X	X			
FCL48	CR3	17.6		X				X	X					X
FCL48	CI3	20.25	X	X	X	X	X	X	X		X			
FCL48	CR4	26.3		X				X	X					
FCL48	CI4	35.25	X	X	X	X	X	X	X		X			
FCL48	CR5	39.75		X				X	X			X		
FCL48bis	CI1	4.15	X	X	X			X	X					X
FCL48bis	CR2	14.75	X	X				X	X					
FCL48bis	CR6	44.15		X				X	X					
FCL49	CI1	3.2	X	X	X	X	X	X	X	X			X	
FCL49	CR1	6.5		X	X			X	X					X
FCL49	CR2	12.1		X			X	X	X					X
FCL49	CI2	22.15		X	X	X	X		X					X
FCL49	CR3	28.55		X	X			X	X			X		
FCL49	CR4	34.15		X	X			X	X					
FCL49	CR5	39.11		X	X			X	X			X		

tabella 3-7 Lotto 3 – Quadro riassuntivo prove di laboratorio su terreno

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc. Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FA1	CR1	4.25		X				X	X					
FA2	CI1	3.2		X			X	X	X					
FA2	CR1	6.85		X					X					

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	Ap. Camp. (dc. Pocket, ft.)	γ_s	n	γ_d	Wn	Atterberg	Granulometria Grvag + Grsed	Edometro	TX-UU	ELL	TX-CD e TX UU	TD
FA2	CR2	14.85		x					x					x
FA2	CI2	17.15	x	x	x	x	x	x	x		x			
FA2	CR3	19.75		x								x		
FA2	CR5	29.5										x		
FA3	CR1	3.85		x				x	x					
FA3	CR2	5.85		x				x	x					
FA4	CR1	4.25		x				x	x					
FA4	CR2	8.25		x				x	x					
FA4	CR3	15.4		x				x	x					x

tabella 3-8 Tratta per Albacina – Quadro riassuntivo prove di laboratorio su terreno

Sui campioni lapidei sono state effettuate le seguenti prove:

- Determinazione del peso di volume (γ);
- Prove di Resistenza a Compressione monoassiale;
- Prove di Resistenza a Compressione triassiale;
- Pove Point Load (PLT);
- Prove di velocità delle onde di pressione e di taglio.

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	γ	RC	TX	PLT	Vp	Vs
FCS71	CI3	21.45	x					
FCS71	CI4	26.75	x					
FCL1	CR2	20.00			x		x	x
FCL1	CR3	24.45		x				
FCL1	CR4	26.20		x			x	x
FCL1	CR5	35.20		x				
FCL1	CR6	38.15						

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	γ	RC	TX	PLT	Vp	Vs
FCL1	CR7	44.90						
FCS8	CI2	36.30	x					
FCS8	CI3	46.30	x				x	x
FCS8	CI4	50.25	x					
FCS8	CI5	60.30	x				x	x
FCS8	CR3	67.75					x	x
FCS8	CR4	77.85	x					

tabella 3-9 Lotto 1 – Quadro riassuntivo prove di laboratorio su rocce

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	γ	RC	TX	PLT	Vp	Vs
FCS18	CI2	21.30	x					
FCS18	CI3	25.25	x					
FCS18	CI4	31.35		x			x	x
FCS27	CI1	5.30	x	x			x	x
FCS27	CI2	8.35	x					
FCS27	CI3	12.35	x					
FCS27	D1	13.15	x	x			x	x
FCS27	CI4	15.25	x				x	x
FCS27	CI5	20.35	x					
FCS27	D2	20.80	x	x			x	x
FCS27	C6	26.20	x	x			x	x
FCS27	CR1	29.45	x				x	x
FCS27	CR2	32.15	x				x	x
FCS27	D3	33.90	x	x			x	x
FCS27	CR3	34.30	x				x	x
FCS27	CR4	36.55	x				x	x
FCS27	CR5	39.70	x				x	x
FCL32	CR2	11.30	x					

FCL32	CR3	17.15	x				
FCL32	CR4	23.10	x				
FCL32	CR5	28.90	x				
FCL32	CR6	31.90	x				
FCS34	CI2	20.25				x	x
FCS34	CR3	28.25					
FCS34	CR4	38.35				x	x
FCL34bis	CR7	27.80	x				
FCL34bis	CR8	31.80	x				
FCL34bis	CR9	39.80	x	x			

tabella 3-10 Lotto 2 – Quadro riassuntivo prove di laboratorio su rocce

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	γ	RC	TX	PLT	Vp	Vs
FCL43	CR6	23.10	x	x			x	x
FCL45	CR4	21.80	x	x			x	x
FCL47	CR4	16.90					x	x
FCL47	CR5	20.10		x				
FCL47	CR8	33.10	x					

tabella 3-11 Lotto 3 – Quadro riassuntivo prove di laboratorio su rocce

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	γ	RC	TX	PLT	Vp	Vs
FA1	CR2	8.75				x		
FA1	CR3	11.25				x		
FA1	CR4	21.20				x		
FA1	CR5	24.80		x			x	x
FA2	CR4	24.80		x			x	x
FA3	CR3	14.20				x		
FA3	CR4	15.20		x			x	x

ID sondaggio	ID campione	profondità (m)	γ	RC	TX	PLT	Vp	Vs
FA3	CR5	22.65				X	X	X
FA4	CR4	20.90		X			X	X
FA4	CR5	27.85		X				
FA5	CR1	5.10				X		
FA5	CR2	10.40				X		
FA5	CR3	16.40		X			X	X
FA5	CR4	28.15		X			X	X

tabella 3-12 Tratta per Albacina – Quadro riassuntivo prove di laboratorio su rocce

4. RILIEVO DEI LIVELLI DI FALDA

Le profondità di falda e relative quote assolute rilevate sono riportate per la tratta PM228-Albacina, nella tabella 4-1.

PIEZOMETRO	Ubicazione		DATA	28-29/06/'21	28-	28-29/06/'21	5-6/08/'21	26-27/08/'21	23-24/09/'21	28-29/10/'21	26-27-30/11/'21	Valori massimi (m)/(m s.l.m.)
	Denom.	Lat.		Long.	Quota (m s.l.m.)	ALTEZZA BOCCAPOZZO (m)	FALDA m. da bocc. m s.l.m.	FALDA m. da p.c.. m s.l.m.				
FCS 71	43.351237°	12.948498°	272.20	0.15	6.50	6.35	6.49	13.23	13.09	10.56	6.84	6.35
			-		265.85	265.85	265.71	258.97	259.11	261.64	265.36	265.85
FA 1	43.345696°	12.957889°	263.00	0.10	3.05	2.95	2.98	2.86	2.93	2.72	2.29	2.29
			-		260.05	260.05	260.02	260.14	260.07	260.28	260.71	260.71
FA 3	43.341164°	12.972352°	243.70	0.07	3.83	3.76	3.74	3.76	2.97	3.53	2.91	2.91
			-		239.94	239.94	239.96	239.94	240.73	240.17	240.79	240.79
FA 5	43.347376°	12.992724°	238.60	0.15	11.18	11.03	11.03	11.04	11.07	10.94	10.42	10.42
			-		227.57	227.57	227.57	227.56	227.53	227.66	228.18	228.18

tabella 4-1 Tratta per Albacina - Rilievo livelli di falda

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	26 di 211

5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOTECNICO

Come già anticipato, la linea che va dal PM228 alla stazione di Albacina rientra nel medesimo bacino idrografico della linea in progetto che va dal PM228 a Castelplanio e le indagini contestualmente effettuate sulle due tratte hanno evidenziato la presenza delle medesime formazioni geologiche e le medesime unità geotecniche. Il bacino idrografico interessato è quello del fiume Esino, e la tratta per Albacina interessa la valle secondaria del torrente Giano.

La linea per Albacina interessa pressoché esclusivamente le alluvioni terrazzate di fondo valle. Alcune viabilità connesse con la realizzazione dell'opera interessano anche le formazioni rocciose che costituiscono i rilievi circostanti e che costituiscono il substrato della copertura alluvionale. Queste ultime, pur appartenendo a diverse formazioni geologiche, sono tutte rocce di tipo sedimentario costituite da calcari e marne. Queste due tipologie di rocce, che si originano da depositi marini di acque profonde, per loro natura possono presentare, a secondo della evoluzione dell'ambiente di deposizione durante il ciclo geologico di deposizione, composizione mineralogica intermedia fra i due estremi oppure talvolta sono presenti intercalazioni arenacee entro una formazione marnosa e viceversa.

Per il modello geologico di dettaglio si rimanda agli elaborati Rif. [11] e Rif. [17].

Di seguito si riportano le principali Unità geologiche che si incontrano lungo il tracciato:

- Le alluvioni terrazzate si incontrano nel fondovalle lungo i tre lotti della linea per Castelplanio, così come lungo il tracciato della tratta per Albacina. Tali alluvioni terrazzate appartengono a due formazioni geologiche diverse, il "Sintema di Matelica", indicato nel seguito con la sigla MTIbn, più antico rispetto al "Sintema del Musone", indicato con la sigla MUSbn, più recente. Sono tuttavia entrambi depositi alluvionali antichi che si originano nel medesimo bacino idrografico, caratterizzati da un medesimo ambiente di deposizione e che dal punto di vista geotecnico presentano caratteristiche del tutto equivalenti. Come in ogni formazione di tipo alluvionale, ma particolarmente in situazioni quali quelle in esame, in cui la deposizione si sviluppa in condizioni di elevata energia e che spesso porta al rimaneggiamento dei materiali già depositati nel corso di eventi precedenti. Occasionalmente, in prossimità della base dei versanti si incontrano materiali appartenenti ai medesimi sintemi ma che ritroviamo come depositi di versante al di sopra delle prevalenti componenti terrazzate, e che sono indicati rispettivamente come MTIa e MUSa.
- Al di sotto delle alluvioni terrazzate nella tratta per Albacina si incontra, circa fino alla progressiva pk 1+500 le marne della formazione Schlier. Questa formazione viene interessata anche per un breve tratto dagli scavi necessari alla realizzazione di una viabilità, circa fra le progressive pk 0+400÷0+500. Più avanti il substrato è costituito dalle marne della formazione Bisciario, mentre nel tratto finale, spesso quasi affioranti, si incontrano formazioni calcaree (Scaglia rossa).
- Il lotto 1, che nel tratto che precede l'ingresso nella galleria LE CONE si sviluppa lungo il corso del torrente Giano, affluente del fiume Esino, è delimitato da rilievi costituiti dalle formazioni Schlier e Bisciario di natura marnosa. Il breve tratto finale del lotto allo sbocco della galleria fino a fine del lotto, è inserito in rilievi di natura calcarea (Scaglia rossa SAA).
- Il lotto 2 è caratterizzato dalla presenza largamente prevalente di formazioni calcaree nei rilievi che delimitano la valle e che si incontrano a non grande profondità anche al di sotto delle alluvioni terrazzate. Nella parte terminale del lotto 2 come materiale di substrato si incontrano le Argille Azzurre, formazione di età pliocenica. La formazione è presente nella litofacies pelitico-arenacea (FAAe), caratterizzata da alternanze di argille limose molto compatte e livelli arenacei di origine torbiditica.
- Il lotto 3 è caratterizzato su tutto il suo sviluppo dalla presenza, sotto la coltre alluvionale che interessa tutti i lotti, delle Argille Azzurre. Questa si presentano in un primo tratto nella litofacies pelitico-arenacea

(FAAe) di cui si è detto nel punto precedente, e poi nel tratto terminale nella litofacies “Membro delle arenarie di Borello” (FAA2). Quest’ultima è descritta come arenarie a granulometria da medio-fine a grossolana, da debolmente a ben cementate, con intercalazione di livelli centrimetrici costituiti da elementi di tipo argilloso. Nell’ambito della fascia superficiale, che maggiormente interessa la progettazione delle opere, entrambe le litofacies delle Argille Azzurre si presentano come argille molto compatte e per nulla litificate, sia che ciò sia dovuto alla decompressione o ad alterazione superficiale; di fatto la massima parte dei campioni prelevati nei livelli più superficiali della formazione sono trattati in laboratorio come campioni di terreno, su cui sono state effettuate prove quali granulometrie, limiti di Atterberg, prove triassiali o di taglio diretto. Ciò a volte anche in tratti in cui la stratigrafia rileva valori di RQD, indice della presenza di livelli non litificati anche nella parte più arenacea della formazione.

In considerazione del fatto che le tipologie di terreno presenti nell’area qui sopra sommariamente descritta, pur se presenti in lotti diversi, appartengono ad un unico corpo, si è ritenuto più opportuno ed efficace analizzare le diverse formazioni non per singola tratta o lotto, ma complessivamente, in quanto sono tutte appartenenti alle medesime formazioni geologiche, caratterizzate da analoghe condizioni di deposizione e ad una medesima storia evolutiva. Ciò permetterà, nell’ambito del PFTE, attraverso l’analisi complessiva di un più ampio campione di dati, di restringere il livello di incertezza legato alla determinazione delle caratteristiche geomeccaniche dei materiali interessati. In questa analisi si considerano i seguenti macrogruppi di depositi indicati nella tabella 5-1

Le unità geotecniche individuate sono le seguenti:

- Dc: livelli a prevalente componente limo argillosa
- Dg: livelli a prevalente componente ghiaio sabbiosa
- CL: formazioni a prevalenza calcarea
- M_b, M_f, M_s,: formazioni a prevalenza marnosa
- M_alt: alterazione delle formazioni marnose
- Aa_L: limo con argilla, sabbiosa o debolmente sabbiosa
- Aa_Ar: livelli arenacei, a granulometria da medio fine a grossolana

Unità Geotecnica	Unità Geologica
Dc	Sinema del Musone (MUSbn, MUSa) e Sintema di Matelica (MTIbn, MITa) livelli a prevalente componente limo argillosa
Dg	Sinema del Musone (MUSbn, MUSa) e Sintema di Matelica (MTIbn, MITa) livelli a prevalente componente ghiaioso-sabbiosa
CL	Corniola (COI)
	Maiolica (MAI)
	Calcarea massiccio del monte Nerone – membro inferiore ciclotimico (MAS2)
	Calcari a posidonia (POD)
	Scaglia rossa: membro inferiore (SAA1)
	Scaglia rossa: membro intermedio (SAA2)
	Scaglia rossa: membro superiore (SAA3)

Unità Geotecnica	Unità Geologica	
	Scaglia bianca (SBI)	
	Scaglia variegata (VAS)	
M_b	Bisciaro (BIS)	
M_f	Marne a fucoidi (FUC)	
M_s	Scaglia cinerea (SCC)	
	Schlier (SCH)	
M_alt	Fasce di alterazione formazioni marnose (BIS, FUC, SCC, SCH)	
Aa_L	Argilla azzurra – litofacies pelitico arenacea (FAAe)	componente terrosa
Aa_Ar		componente lapidea
Aa_L	Argilla azzurra – Membro delle arenarie di Borello (FAA2)	componente terrosa
Aa_Ar		componente lapidea

tabella 5-1 Unità geotecniche individuate e corrispondenza con le unità geologiche

Il profilo geotecnico riscontrato lungo lo sviluppo della tratta PM228-Albacina 2 è presentato in dettaglio nella tavola:

Planoprofilo geotecnico di linea IR0E00R11F5GE0006001A

Dall'analisi dei risultati delle prove in sito e in laboratorio, con l'utilizzo delle correlazioni descritte nei capitoli da 6 a 9 sono stati individuati per ogni singola unità i parametri geotecnici di riferimento.

Le caratteristiche di questi materiali, quali emerse dai risultati dalle indagini svolte, sono descritte nei successivi capitoli da 10 a 14.

La caratterizzazione sismica del territorio indagato è riportata nel capitolo 15.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	29 di 211

6. CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEI TERRENI

I criteri di seguito riportati sono stati utilizzati per determinare i parametri necessari a una caratterizzazione dinamica di tutte le unità geotecniche elencate nel capitolo 5.

6.1. Velocità delle onde di taglio V_s

6.1.1. Velocità delle onde di taglio da prospezioni geofisiche

La velocità delle onde di taglio V_s è stata determinata anche attraverso le seguenti prove:

- *Down-Hole*. La prova determina la velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S), calcolando il tempo ad esse necessario per raggiungere il geofono ricevitore (all'interno del foro di sondaggio) dalla zona sorgente (su piano campagna a distanza nota dal foro).
- *MASW*. È una indagine sismica per onde superficiali.

6.1.2. Velocità delle onde di taglio per i campioni rocciosi

Per i campioni rocciosi i valori dei moduli a piccole deformazioni sono stati valutati dalle V_s ottenute in laboratorio.

6.2. Moduli a piccole deformazioni G_0 e E_0

Il modulo elastico E è legato al modulo di taglio dalla relazione;

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu),$$

in cui ν è il coefficiente di Poisson.

A partire dai valori di V_s si risale ai moduli G_0 ed E_0 sfruttando le formulazioni della teoria dell'elasticità.

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2,$$

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \rho \cdot V_s^2,$$

assumendo:

$$\rho = \frac{\gamma}{g},$$

con: γ definito dalle prove di laboratorio

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

ν = coefficiente di Poisson desunto contestualmente alla misura delle velocità V_p e V_s in laboratorio.

6.3. Modulo di deformabilità operativa

6.3.1. Definiti da G_0 e E_0 in funzione del livello deformativo

Il modulo elastico E è legato al modulo di taglio dalla relazione;

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu)$$

in cui ν è il coefficiente di Poisson.

I parametri di rigidezza dipendono dal livello deformativo (deformazione assiale ε o deformazione angolare γ) applicato al suolo come qualitativamente illustrato nella figura seguente.

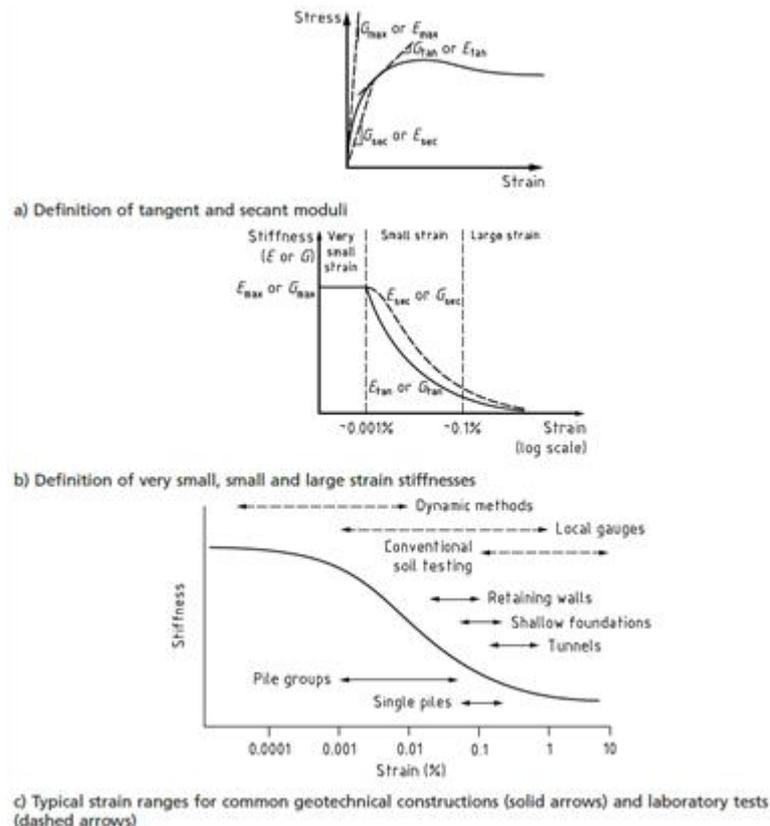


Figura 6-1 – Parametri di rigidezza per il terreno in dipendenza del livello deformativo

Il modulo di deformabilità utilizzabile in calcoli geotecnici è stato quindi definito in funzione del livello deformativo cui è soggetto il terreno a seguito del fenomeno studiato e quindi del relativo fattore di sicurezza adottato.

È possibile calcolare il rapporto tra il modulo a piccole deformazioni E_0 ed il modulo di deformabilità operativa come segue:

$$E_{op,1} \approx \frac{E_0}{5} \approx E_{25} \quad \text{per il cedimento delle opere di sostegno e per le fondazioni;}$$

in cui si è indicato con E_{25} il modulo secante al 50% della resistenza.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	32 di 211

7. CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE PER I TERRENI INCOERENTI

Di seguito si riportano i criteri di caratterizzazione delle unità a comportamento incoerente. In particolare l'unità interessata è

- Alluvioni terrazzate e depositi di versante – Unità geotecnica Dg: Livelli a prevalente componente ghiaioso sabbiosa

7.1. Densità Relativa, D_r

Per un materiale incoerente la densità relativa è definita come:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}}$$

dove:

- e_0 = l'indice dei vuoti del materiale allo stato naturale;
- e_{\max} = l'indice dei vuoti massimo del materiale (sciolto);
- e_{\min} = l'indice dei vuoti minimo del materiale (addensato).

La valutazione della densità relativa è stata fatta secondo le correlazioni da letteratura tecnica a partire dal valore di N_{spt} misurato in foro di sondaggio.

Di seguito si presentano le correlazioni utilizzate ed il relativo ambito di validità.

Autore	Correlazione	Unità geotecnica
Gibbs e Holtz (1957)(Rif. [19])	$D_R = 1.5 \cdot \left(\frac{N_{spt}}{F} \right)^{0.222} - 0.6$ $F = 0.65 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16.8 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14$	Dg
Skempton (1986) (Rif. [18])	$D_R = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{spt}}{60}}$ $con \begin{cases} a = 1; b = 4.1 & per \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0.732 \\ a = 3.24; b = 1.024 & per \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0.732 \end{cases}$	Dg

7.2. Angolo di attrito efficace di picco ϕ'

Per la determinazione del valore dell'angolo d'attrito efficace di picco nei terreni granulari si è proceduto come di seguito:

- Metodologia indiretta a partire dal valore di densità relativa, secondo le seguenti formulazioni:
 - Schmertmann (1977) (Rif. [20])
 - $\phi' [^\circ] = 28 + 0.14 \cdot D_R$ per Sabbia fine uniforme
 - $\phi' [^\circ] = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$ per Sabbia media uniforme e sabbia fine ben gradata
 - $\phi' [^\circ] = 34.5 + 0.10 \cdot D_R$ per Sabbia grossa uniforme e sabbia ben gradata
 - $\phi' [^\circ] = 38 + 0.08 \cdot D_R$ per Ghiaia media e fine e sabbia e ghiaia poco limosa
- Correlazione proposta dal Nav-Fac Design Manual (1982) (Rif. [5]) ed espressa mediante il seguente grafico:

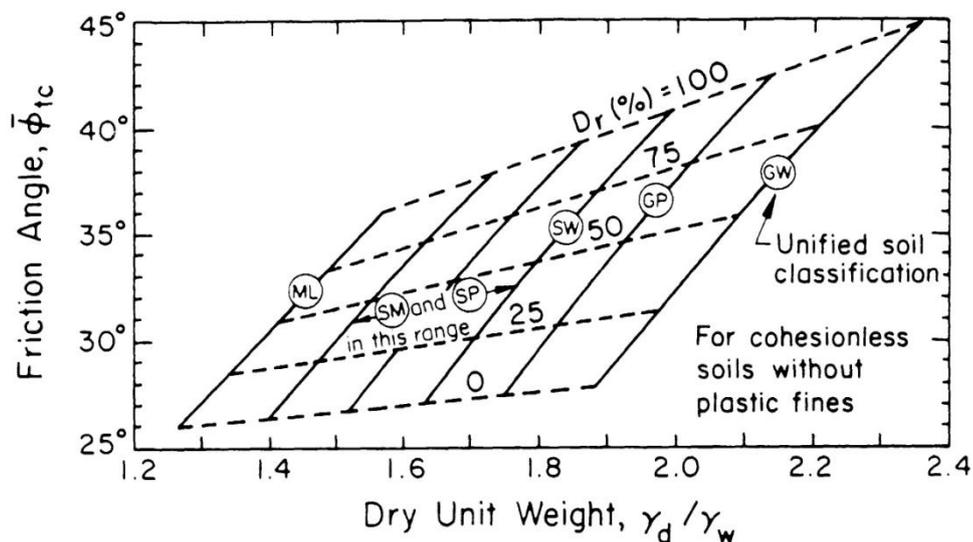


figura 7.1: Angolo di attrito in funzione del tipo di terreno e densità relativa

Si fa presente che l'angolo di attrito desunto da quest'ultima correlazione non corrisponde propriamente a un angolo di picco bensì è da considerare piuttosto un angolo di attrito "operativo".

7.3. Modulo a piccole deformazioni G_0 e E_0

Si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 6.2.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	34 di 211

7.4. Moduli di deformabilità operativa

7.4.1. Definiti dal modulo E_0

In alternativa si può procedere secondo quanto indicato nel precedente paragrafo 6.3.1, assumendo un rapporto tra il modulo a piccole deformazioni E_0 ed il modulo di deformabilità operativa come:

$E_{op,1} \approx E_0 / 5$ per il cedimento delle opere di sostegno e per le fondazioni

$E_{op,2} \approx E_0 / 10$ per il cedimento dei rilevati

7.4.2. Definiti in base alla densità relativa

La definizione dei moduli di deformabilità operativi per le valutazioni dei cedimenti è stata basata sui risultati delle prove SPT utilizzando le correlazioni proposte da Berardi e Lancellotta nella edizione del 1992 (Rif. [22]).

Tale metodologia è basata sulla determinazione della densità relativa secondo le correlazioni proposte da Skempton 1986 (Rif. [18]) e sulla analisi dei medesimi risultati già alla base della metodologia di calcolo dei cedimenti proposta da Buland e Burbidge (1984) (Rif. [23]).

La metodologia proposta definisce il livello di deformazione del terreno di fondazione in maniera complessiva come s/B , in cui s è il cedimento di una fondazione di larghezza B . Indica con K_E il numero del modulo di deformabilità e definisce inoltre il parametro $K_{E(0.1)}$, che rappresenta il valore di K_E corrispondente ad un livello di deformazione $s/B = 0.1\%$ e ad una pressione verticale efficace di 0.1 MPa. Viene inoltre assunta una correlazione fra modulo di deformabilità e pressione verticale efficace nella forma proposta da Janbu (1963 –Rif. [24]):

$$E = K_E p_a (\sigma'_v / p_a)^n$$

in cui, oltre ai parametri già indicati si ha:

σ'_v = pressione verticale efficace

p_a = pressione di riferimento = 100 kPa

n = esponente del modulo = 0.5

Sulla base dell'esame delle case history di Burland e Burbidge definisce la relazione fra densità relativa e $K_{E(0.1)}$ rappresentata nel grafico di figura 7.2 mentre la variazione del modulo di deformazione al variare del livello di deformazione è espresso dal grafico di figura 7.3.

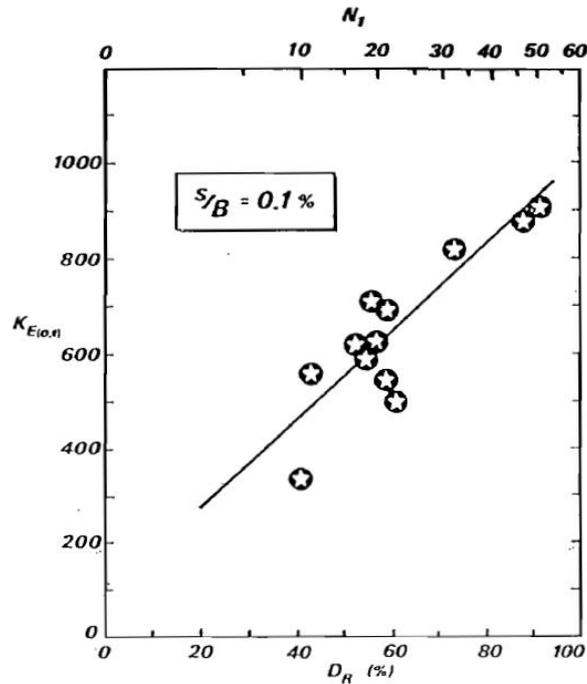


figura 7.2: Correlazione fra densità relativa e K_E

La metodologia proposta tiene inoltre conto inoltre del decadimento del modulo in funzione della deformabilità relativa, definita appunto come s/B secondo l'andamento rappresentato nella seguente figura 7.3.

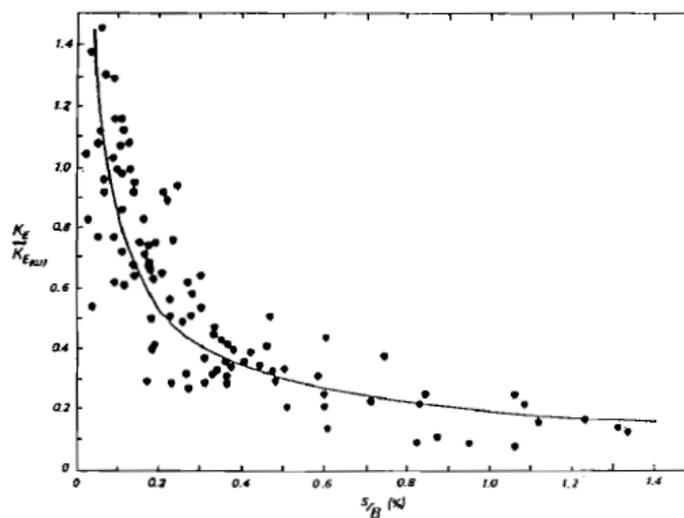


figura 7.3: Decadimento del numero del modulo normalizzato

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	36 di 211

8. CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE PER I TERRENI COESIVI

Di seguito si riportano i criteri di caratterizzazione delle unità a comportamento coesivo. In particolare, le unità interessate sono:

- Alluvioni terrazzate e depositi di versante – Unità geotecnica Dc: Livelli a prevalente componente limoso argilloso
- Fasce di alterazione delle formazioni marnose – Unità M_alt
- Argille azzurre – Componente pelitica – Unità AA_L

8.1. Coesione non drenata c_u

Il valore di coesione non drenata è stato determinato prevalentemente a partire dai risultati di:

- prove triassiali non consolidate non drenate TXUU;
- prove pressiometriche;
- prove con pocket;
- prove ad espansione libera ELL;

Nell'ambito della unità geotecnica Dc non sono state utilizzate correlazioni basate sulle prove SPT in quanto la variabilità granulometrica intrinseca ai materiali alluvionali e detritici incontrati nell'area è ben lontana dalla omogeneità che consentirebbe, tramite le molte correlazioni disponibili in letteratura, sia pure con molti limiti, di utilizzare questo tipo di prova per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei materiali coesivi.

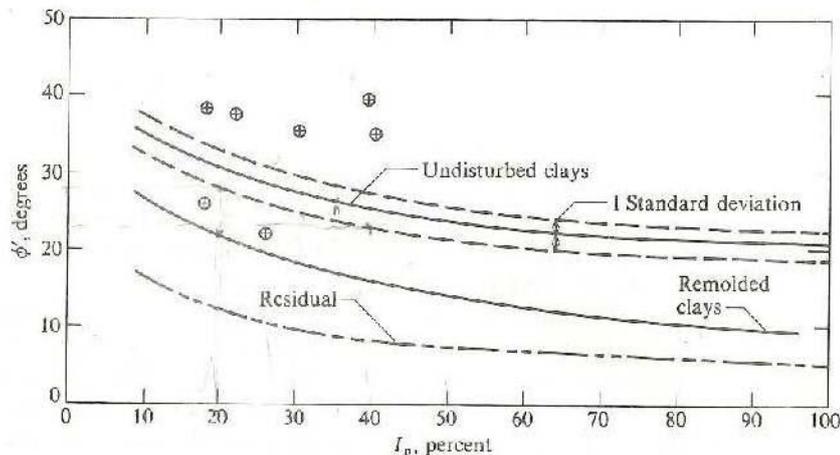
Analogamente per le unità geotecniche M_alt ed AA_L a causa nella prima unità della frequente presenza di livelli non completamente argillificati e nella seconda a causa della frequente presenza di fasce parzialmente litificate che hanno prodotto risultati SPT spesso troppo dispersi per individuare valori rappresentativi.

8.2. Parametri di resistenza al taglio drenata (c' e ϕ')

Il valore dei parametri di resistenza al taglio drenata è stato determinato prevalentemente a partire dai risultati di:

- TXCU - prove triassiali consolidate non drenate
- TD - taglio diretto

Un criterio di verifica dei risultati può essere il raffronto con le diverse correlazioni empiriche disponibili, come ad esempio quella che lega l'angolo di attrito con l'indice plastico riprodotta nella seguente figura 8.1.



Correlation between ϕ' and plasticity index I_p for normally consolidated (including marine) clays. Approximately 80 percent of data falls within one standard deviation. Only a few extreme scatter values are shown [Data from several sources: Ladd et al. (1977), Bjerrum and Simons (1960), Kanja and Wolfe (1977), Olsen et al. (1986).]

figura 8.1: Angolo di attrito ϕ' in funzione dell'indice plastico IP

8.3. Carico di preconsolidazione e rapporto di sovraconsolidazione OCR

Per l'interpretazione delle prove edometriche si è partiti dal grafico di laboratorio e - $\log \sigma'_v$ e da cui sono state determinate le pendenze medie del ramo di ricompressione e compressione assumendo la pendenza del ramo di scarico uguale a quella del ramo di ricarico.

Il valore del carico di preconsolidazione stimato secondo le modalità tradizionali e cioè:

- per individuare il punto di massima curvatura si sono tracciate le rette tangenti al tratto iniziale ed al tratto terminale del diagramma Δe - $\log_{10} \sigma'_v$, dal punto di incrocio si è condotta la perpendicolare al diagramma edometrico
- dal punto così individuato si sono tracciate la tangente alla curva edometrica, una retta orizzontale e la bisettrice fra le due semirette; si è individuato come punto identificativo del carico di preconsolidazione il punto di incrocio della bisettrice con la retta prolungamento dell'ultimo tratto del diagramma edometrico.

Il rapporto di sovraconsolidazione di un campione di terreno OCR, e da questo il carico di preconsolidazione, può essere calcolato, secondo le indicazioni delle British Standard BS 8004:2015, dal rapporto tra la coesione non drenata (c_u) e la tensione verticale efficace mediante la seguente relazione:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = k_1 \cdot OCR^{k_2},$$

con: $k_1 = 0.23$, e $k_2 = 0.8$.

Invertendo la correlazione sopra riportata è possibile quindi determinare il valore del rapporto di sovraconsolidazione in funzione del valore di c_u e della tensione verticale efficace come riportato sotto:

$$OCR = \left(\frac{1}{k_1} \cdot \frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{\frac{1}{k_2}}$$

8.4. Modulo non drenato E_u

Il valore del modulo non drenato è stato stimato a partire dal valore di c_u mediante la relazione riportata di seguito in figura 8.2.

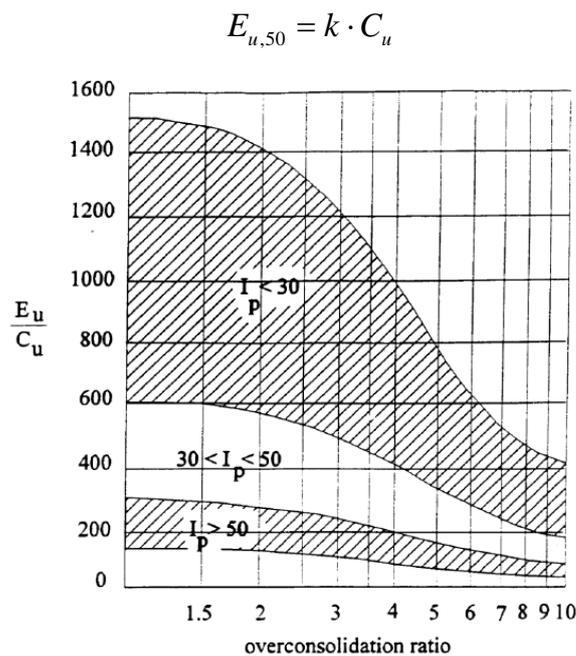


figura 8.2: Correlazione di Duncan e Buchignani (1976)

8.5. Modulo edometrico

La prova edometrica riproduce in laboratorio le condizioni di consolidazione monodimensionale. I dati di una prova edometrica sono interpretati con riferimento alle seguenti variabili:

$$\varepsilon_v, \sigma'_{vs}$$

oppure:

$$e, \sigma'_{vs}$$

essendo:

ε_v = deformazione verticale $=\Delta H/H_0$ (H_0 = altezza iniziale del provino),

e = indice dei vuoti.

Facendo riferimento alle curve semilogaritmico (e - $\log\sigma'_v$ oppure ε_v - $\log\sigma'_v$), la compressibilità nei vari tratti della curva di compressione è individuata dai seguenti parametri:

- a) la pendenza della curva nel tratto di ricomprensione è definita *rapporto di ricomprensione RR* nel piano ε_v - $\log\sigma'_v$:

$$RR = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\log\sigma'_v}$$

e *indice di ricomprensione c_r* nel piano e - $\log\sigma'_v$:

$$c_r = -\frac{\Delta e}{\Delta\log\sigma'_v};$$

- b) la pendenza della curva nel ramo di compressione è analogamente definita *rapporto di compressione CR* nel piano ε_v - $\log\sigma'_v$:

$$CR = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\log\sigma'_v}$$

e *indice di compressione c_c* nel piano e - $\log\sigma'_v$:

$$c_c = -\frac{\Delta e}{\Delta\log\sigma'_v};$$

- c) infine, la pendenza della curva nel tratto di scarico è definito *rapporto di rigonfiamento SR* nel piano ε_v - $\log\sigma'_v$:

$$SR = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\log\sigma'_v}$$

e *indice di rigonfiamento c_s* nel piano e - $\log\sigma'_v$:

$$c_s = -\frac{\Delta e}{\Delta\log\sigma'_v}.$$

In assenza di prove di laboratorio valide una stima sufficientemente corretta del modulo edometrico può essere fatta, in analogia con quanto già previsto per il modulo in condizioni non drenate E_u , utilizzando la medesima espressione proposta da Duncan e Buchignani (figura 8.2) con un coefficiente $k = 80$:

$$E_{ED} = c_u \times 80$$

8.6. Permeabilità

La permeabilità dei terreni coesivi è stata determinata attraverso:

- prove edometriche di laboratorio;
- prove Lefranc in sito.

I valori ricavabili dalle prove edometriche si riferiscono a direzioni di flusso verticali, ovvero a coefficienti di permeabilità in direzione verticale k_v . Inoltre, essi si riferiscono a volumi estremamente ridotti e quindi non completamente rappresentativi della permeabilità dei terreni in sito.

Viceversa le prove Lefranc misurano una permeabilità di insieme e prevalentemente orizzontale. Sono poco adatte a terreni di bassa permeabilità in quanto la presenza di inevitabili perdite dovute alla difficoltà di isolare il tratto di prova dal terreno circostante possono risultare significative e non sempre permettono di fare affidamento sui valori di permeabilità così determinati.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 41 di 211

9. CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELLE ROCCE

Le formazioni rocciose di base presenti lungo il tracciato sono:

Unità Geotecnica	Unità Geologica
CL	Corniola (COI)
	Maiolica (MAI)
	Calcere massiccio del monte Nerone – membro inferiore ciclotimico (MAS2)
	Calcari a posidonia (POD)
	Scaglia rossa: membro inferiore (SAA1)
	Scaglia rossa: membro intermedio (SAA2)
	Scaglia rossa: membro superiore (SAA3)
	Scaglia bianca (SBI)
	Scaglia variegata (VAS)
M_b	Bisciaro (BIS)
M_f	Marne a fucoidi (FUC)
M_s	Scaglia cinerea (SCC)
	Schlier (SCH)
AA_Ar	Argilla azzurra – litofacies pelitoco arenacea (FAAe) componente lapidea
	Argilla azzurra – Membro arenarie di Borello (FAA2) componente lapidea

Per le formazioni su indicate si distinguono le parti alterate e cataclasate.

I parametri meccanici degli ammassi rocciosi sono stati definiti a partire dai parametri della roccia intatta e dello stato di fratturazione. Al fine di determinare i parametri geotecnici, per gli ammassi rocciosi è stato adottato un modello continuo equivalente. Per le rocce più competenti, in questo caso le rocce calcaree dell'unità CL, si è prevalentemente adottato il modello che fa riferimento a fenomeni di rottura lungo piani di discontinuità preesistenti nella roccia.

9.1. Criteri di caratterizzazione della roccia intatta

9.1.1. Resistenza a compressione della roccia intatta (σ_{ci})

La resistenza a compressione della roccia intatta (σ_{ci}) è determinata attraverso le seguenti prove di laboratorio:

- Prova di compressione monoassiale (RC);
- Prova di Point Load (PLT);

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	42 di 211

- Prova triassiale (TX).

A supporto dei dati di laboratorio, si fa riferimento ai valori di letteratura riportati nella seguente tabella 9-1.

Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff.	100-250
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50-100
Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer.	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone.	25-50
Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rocksalt, potash.	5-25
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5
Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25-1

tabella 9-1 Resistenza a compressione della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

9.1.2. Velocità delle onde nella roccia intatta

La velocità delle onde è stata determinata in laboratorio su provini cilindrici. L'entità del valore di velocità delle onde è indice di qualità del materiale roccioso.

9.1.3. Modulo di deformazione della roccia intatta (E_i)

Il modulo di deformazione della roccia intatta E_i è stato valutato sulla base dei risultati delle prove di espansione laterale libera in laboratorio.

9.1.4. Criterio di determinazione della costante m_i per la roccia intatta

La costante m_i , caratteristica del materiale intatto, è stata determinata con riferimento a valori di letteratura riportati nella seguente tabella 9-2.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)
	Evaporites			Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic					Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

tabella 9-2 Coefficiente m_i della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

9.2. Criteri di caratterizzazione dell'ammasso roccioso

9.2.1. Criteri di determinazione del GSI

Il GSI (Geological Strength Index) è stato determinato mediante rilievi geostrutturali in sito.

Le schede dei rilievi sono riportate al **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

9.2.2. Resistenza come mezzo continuo equivalente

Per la caratterizzazione geotecnica degli ammassi rocciosi adottando il modello continuo equivalente, si fa riferimento al criterio di rottura sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) e aggiornato dallo stesso Hoek et al. nel 2002 e nel 2006.

La resistenza di picco dell'ammasso roccioso viene pertanto definita dalla seguente espressione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

σ'_{ci} resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;

m_b viene ricavato dal valore della costante m_i del materiale intatto secondo la seguente relazione:

$$m_b = m_i \cdot \exp((GSI - 100)/(28 - 14 \cdot D));$$

s costante data dalla seguente relazione: $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3 \cdot D}\right)$;

a costante data dalla seguente relazione: $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{15}} \right)$;

D è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso roccioso essendo variabile da 0 per le rocce indisturbate e 1 per le rocce molto disturbate. La figura 9.1 riporta le indicazioni degli autori per la scelta del valore di D .

La resistenza a compressione monoassiale è data dalla seguente espressione:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \times s^a$$

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

figura 9.1: Linee guida per la scelta del fattore di disturbo D dell'ammasso roccioso

9.2.3. Resistenza lungo piani di discontinuità preesistenti

Per rocce competenti la resistenza dell'ammasso è determinata dalle presenza di discontinuità dovute alla stratificazione o a piani di fratturazione ed alle caratteristiche di tali discontinuità, quali la giacitura, la scabrosità, la resistenza della roccia in prossimità della discontinuità, la presenza eventuale di materiali di riempimento. Tali caratteristiche vengono rilevate mediante rilievo geostrutturale in sito.

La resistenza lungo le discontinuità può essere espressa mediante il criterio di Barton e Bandis:

$$\tau = \sigma'_n \cdot \tan \left[(JRC_0) \cdot \log \left(\frac{JCS_0}{\sigma'_n} \right) + \phi'_b \right]$$

in cui:

- JRC_0 (Joint Roughness Coefficient) è la scabrezza della superficie di discontinuità, valutata confrontando il profilo di scabrezza;
- JCS_0 (Joint Compression Strength) è la resistenza a compressione della superficie di discontinuità; per superfici integre $JCS_0 = \sigma_c$ (resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta);
- ϕ'_b è l'angolo di resistenza al taglio di base da determinarsi mediante prove su superfici piane e lisce

9.2.4. Modulo di deformazione ammasso (E_m ed E_{rm})

Il modulo di deformazione di ammasso può essere determinato attraverso:

- Prove dilatometriche in roccia (ove disponibili) - E_m ;
- formulazione proposta da Hoek & Diederichs (2006)

La formulazione proposta da Hoek & Diederichs esprime il modulo di ammasso come funzione del modulo della roccia intatta E_i dell'indice GSI, e dal grado di disturbo D mediante la seguente espressione

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right).$$

9.2.5. Resistenza non drenata parti cataclamate

Le parti alterate ed argillificate delle Unità Geotecniche M_b, M_f ed M_s sono trattate secondo le metodologie di caratterizzazione trattate nel capitolo 7.

9.2.6. Permeabilità

La permeabilità degli ammassi rocciosi è stata valutata sulla base delle prove Lugeon effettuate.

9.2.7. Stato di fratturazione dell'ammasso

Lo stato di fratturazione dell'ammasso è stato determinato sulla base di:

- rilievi geomeccanici effettuati in sito, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.;**
- rilievi geomeccanici effettuati sulle carote dei sondaggi.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA</p> <p>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</p>					
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE</p>	<p>COMMESSA IR0E</p>	<p>LOTTO 00 R 11</p>	<p>CODIFICA GE</p>	<p>DOCUMENTO GE0006 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 47 di 211</p>

In particolare nei tratti lapidei attraversati dai sondaggi è stato effettuato il rilievo dello RQD.

9.2.8. Criteri di determinazione del GSI

Il GSI delle rocce è stato determinato in base ai rilievi geostrutturali effettuati nell'ambito della campagna di rilevamento geologico, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	48 di 211

10. UNITÀ GEOTECNICHE DC DG – ALLUVIONI TERRAZZATE

I terreni superficiali presenti lungo tutto il tracciato sono costituiti da alluvioni terrazzate appartenenti alle formazioni “Sintema del Musone” e “Sintema di Matelica”. Le indagini hanno incontrato, ma in misura estremamente limitata, modesti spessori di “depositi di versante”, anch’essi appartenenti alle due formazioni citate Sintema del Musone e Sintema di Matelica, al di sopra delle alluvioni terrazzate. Queste per essendo depositi quaternari sono relativamente antichi, in quanto costituiti da vecchi depositi alluvionali che a loro volta sono stati ricoperti da depositi alluvionali successivi e sono poi riemersi per effetto di successive fasi erosive del corso d’acqua. Pertanto si tratta di materiali certamente sovraconsolidati, quindi molto addensati per effetto dei carichi di terreno cui sono stati sottoposti oltre che per effetto di “aging”. Inoltre, poiché l’ambiente in cui sono stati deposti è un ambiente montano, a ridosso dei rilievi, gli alvei hanno carattere torrentizio e i materiali trasportati dalla corrente sono prevalentemente grossolani, ghiaie e sabbie, le componenti prettamente fini si incontrano di rado tranne che nel lotto 3 dove la valle si allarga.

Queste caratteristiche hanno comportato da una parte la difficoltà di ottenere campioni indisturbati degli strati coesivi, perché essendo presenti in strati generalmente di modesto spessore, una volta incontrati nella perforazione il successivo tentativo di campionamento spesso ha incontrato un modesto spessore residuo di materiale fine. Ciò è testimoniato dalla lunghezza dei campioni, spesso di soli 0.25÷0.40 m, e dalla necessità di utilizzare, per effettuare un numero sufficiente di prove di laboratorio sui materiali fini, anche campioni “rimaneggiati”, costituiti da spezzoni di carota sufficientemente integri prelevati dalle cassette catalogatrici, scortecciati e ricoperti di paraffina immediatamente dopo il prelievo, anche per prove di resistenza meccanica.

Analoga difficoltà presentano le prove SPT, poco indicate in presenza di ghiaia grossolana e ciottoli o di livelli parzialmente cementati.

Nell’ambito di queste formazioni sono state effettuate le seguenti prove di classificazione:

Tipo di prova	Numero di prove
Analisi granulometrica (setacci + aerometria)	79
Limiti di Atterberg	75
Contenuto d’acqua naturale	22
Peso di volume naturale	25
Peso di volume secco	18
Peso specifico dei grani	68

tabella 10-1 Prove di classificazione relative ai depositi alluvionali terrazzate

I risultati delle analisi granulometriche sono sintetizzati nelle seguenti tabella 10-2÷tabella 10-5 suddivise per singolo lotto e per la tratta per Albacina. Nelle tabelle sono stati evidenziati in giallo i campioni che presentano una percentuale di sabbia e ghiaia maggiore del 50 % ed in verde i campioni che presentano un contenuto di limo ed argilla maggiore del 50 %.

sond.	prof.	camp.	ghiaia	sabbia	ghiaia+sabbia	limo	argilla	limo+argilla
FCS71	2.85	CR1	53.49	25.98	79.47	9.95	10.58	20.53
FCS71	7.80	SPT3	58.97	22.59	81.56	11.48	6.96	18.44
FCS71	10.25	CI1	2.83	19.96	22.79	40.83	36.38	77.21
FCS71	13.80	SPT5	23.57	32.19	55.76	28.29	15.95	44.24

tabella 10-2 Risultati analisi granulometriche Lotto 1

sond.	prof.	camp.	ghiaia	sabbia	ghiaia+sabbia	limo	argilla	limo+argilla
FCS9	4.20	CR1	69.62	16.25	85.87	10.24	3.89	14.13
FCL52	6.80	CI1	0.05	47.74	47.79	35.52	16.69	52.21
FCL52	8.40	CR1	48.14	25.75	73.89	19.07	7.04	26.11
FCS16	6.65	CR1	37.26	14.45	51.71	32.29	16.00	48.29
FCS18	3.45	CR1	43.88	18.04	61.92	24.10	13.98	38.08
FCS18	8.75	CI1	0.01	33.84	33.85	41.16	24.99	66.15
FCS18	12.15	CR2	51.65	25.87	77.52	14.81	7.67	22.48
FCS18	17.65	CR3	50.55	16.69	67.24	20.04	12.72	32.76
FCL22	5.80	CR1	45.68	25.30	70.98	20.60	8.42	29.02
FCL22	10.15	CR2	57.22	35.00	92.22	0.00	7.78	7.78
FCL24	5.50	CR1	38.08	32.78	70.86	20.60	8.54	29.14
FCL24	8.85	CI1	0.36	8.39	8.75	63.34	27.91	91.25
FCL24	12.20	CR2	36.33	33.54	69.87	22.02	8.11	30.13
FCL25	4.20	CR1	38.19	26.28	64.47	27.79	7.74	35.53
FCL25	9.20	CR2	42.84	29.65	72.49	20.43	7.08	27.51
FCL25	11.50	CR3	46.96	18.04	65.00	24.08	10.92	35.00
FCS30	11.55	CI1	2.79	32.36	35.15	44.62	20.23	64.85
FCS30	17.85	CR1	43.67	27.22	70.89	18.39	10.72	29.11
FCS31	2.60	CR1	53.29	25.49	78.78	15.28	5.94	21.22
FCS31	6.05	CR2	57.55	25.25	82.80	11.31	5.89	17.20
FCS31	9.85	CR3	47.75	29.81	77.56	16.09	6.35	22.44
FCS31	10.75	SPT4	5.81	11.36	17.17	54.98	27.85	82.83
FCL32	4.20	CI1	55.64	22.16	77.80	14.42	7.78	22.20
FCL32	7.90	CR1	29.15	38.45	67.60	22.09	10.31	32.40
FCS34	3.30	CI1	45.64	24.18	69.82	14.90	15.28	30.18
FCS34	9.15	CR1	39.65	39.60	79.25	10.40	10.35	20.75
FCS34	13.30	CR2	30.29	43.39	73.68	12.09	14.23	26.32
FCL34bis	3.15	CI1	11.25	12.05	23.30	61.40	15.3	76.70
FCL34bis	5.90	CR1	36.73	28.01	64.74	24.62	10.64	35.26
FCL35	4.20	CI1	22.83	9.60	32.43	39.14	28.43	67.57
FCL35	9.25	CR1	30.81	38.33	69.14	20.06	10.8	30.86

sond.	prof.	camp.	ghiaia	sabbia	ghiaia+sabbia	limo	argilla	limo+argilla
FCL35	13.40	CR2	0.07	1.68	1.75	52.98	45.27	98.25
FCL35	15.75	CI2	37.65	27.57	65.22	22.66	12.12	34.78
FCL36	3.20	CI1	0.08	5.96	6.04	52.66	41.3	93.96
FCL36	5.20	CI2	0.27	6.72	6.99	49.15	43.86	93.01
FCL36	8.25	CI3	0.15	14.53	14.68	50.58	34.74	85.32
FCL36	11.80	CR1	45.10	27.61	72.71	17.92	9.37	27.29

tabella 10-3 Risultati analisi granulometriche Lotto 2

sond.	prof.	camp.	ghiaia	sabbia	ghiaia+sabbia	limo	argilla	limo+argilla
FCL36bis	7.25	CI1	0.98	17.86	18.84	48.27	32.89	81.16
FCL36bis	10.50	CR1	0.25	5.36	5.61	0.00	94.39	94.39
FCL37	3.20	CI1	3.02	24.94	27.96	42.58	29.46	72.04
FCL38	3.45	CI1	3.08	22.99	26.07	46.69	27.24	73.93
FCL39	5.15	CI1	4.03	19.01	23.04	45.79	31.17	76.96
FCS41	4.75	CI1	0.19	24.64	24.83	49.99	25.18	75.17
FCS41	7.35	CR1	37.51	21.96	59.47	25.48	15.05	40.53
FCS41	7.75	SPT3	15.86	23.37	39.23	35.46	25.31	60.77
FCL42	5.85	CR1	41.12	34.74	75.86	14.92	9.22	24.14
FCL43	3.10	CR1	61.39	21.29	82.68	12.10	5.22	17.32
FCL43	8.10	CR2	47.80	29.91	77.71	15.29	7.00	22.29
FCL44	3.20	CI1	12.66	28.41	41.07	36.26	22.67	58.93
FCL45	2.25	CI1	0.11	24.38	24.49	52.35	23.16	75.51
FCL45	10.10	CR1	40.69	36.44	77.13	15.22	7.65	22.87
FCL45	13.60	CR2	40.13	26.04	66.17	23.07	10.76	33.83
FCL45	15.10	CR3	7.30	20.36	27.66	51.28	21.06	72.34
FCL46	2.60	CR1	19.41	42.30	61.71	23.20	15.09	38.29
FCL46	10.15	CR2	48.07	26.95	75.02	16.91	8.07	24.98
FCL46	12.15	CR3	16.16	50.42	66.58	24.77	8.65	33.42
FCL47	3.10	CR1	38.44	26.68	65.12	23.80	11.08	34.88
FCL47	7.35	CR2	55.36	21.34	76.70	15.76	7.54	23.3
FCL47	8.75	CI1	0.38	41.25	41.63	36.64	21.73	58.37
FCL48	2.55	CR1	1.77	19.96	21.73	60.96	17.31	78.27
FCL48bis	4.15	CI1	2.59	36.88	39.47	37.04	23.49	60.53
FCL48bis	14.75	CR2	0.19	20.53	20.72	48.92	30.36	79.28
FCL48bis	44.15	CR6	2.03	38.06	40.09	39.58	20.33	59.91

sond.	prof.	camp.	ghiaia	sabbia	ghiaia+sabbia	limo	argilla	limo+argilla
FCL49	3.20	CI1	7.01	27.30	34.31	40.34	25.35	65.69
FCL49	6.50	CR1	0.45	25.32	25.77	43.64	30.59	74.23
FCL49	12.10	CR2	51.73	21.67	73.40	18.64	7.96	26.6

tabella 10-4 Risultati analisi granulometriche Lotto 3

sond.	prof.	camp.	ghiaia	sabbia	ghiaia+sabbia	limo	argilla	limo+argilla
FA1	4.25	CR1	17.09	26.26	43.35	41.69	14.96	56.65
FA2	3.20	CI1	67.04	17.73	84.77	9.77	5.46	15.23
FA2	6.85	CR1	44.40	26.24	70.64	16.93	12.43	29.36
FA2	14.85	CR2	42.46	31.64	74.10	15.96	9.94	25.9
FA3	3.85	CR1	49.01	25.77	74.78	15.54	9.68	25.22
FA3	5.85	CR2	37.48	31.53	69.01	18.49	12.5	30.99
FA4	4.25	CR1	35.03	29.00	64.03	23.58	12.39	35.97
FA4	8.25	CR2	48.20	25.91	74.11	16.61	9.28	25.89
FA4	15.40	CR3	44.73	24.73	69.46	17.66	12.88	30.54

tabella 10-5 Risultati analisi granulometriche tratta per Albacina

Dai colori nelle tabelle si vede come nei tratti più meridionali del tracciato, che corrispondono ai tratti più a monte nel bacino del fiume Esino, vi sia una prevalenza di materiali più grossolani, appartenenti alla Unità Dg, mentre procedendo verso Castelplanio, nel tratto terminale del lotto 2 e nel lotto 3, sia maggioritaria la presenza di campioni a prevalenza di materiali fini, appartenenti alla Unità Dc.

A completare il quadro generale si aggiunge che questa maggiore presenza di materiali di tipo coesivo nel tratto terminale del lotto 2 e nel lotto 3 è ulteriormente amplificata dalla presenza al di sotto delle Alluvioni Terrazzate della formazione delle Argille Azzurre nella sua componente pelitica (Unità Aa_L).

Nella seguente figura 10.1 sono rappresentate le caratteristiche di plasticità dei materiali appartenenti alle due Unità Dc e Dg, dove i limiti di Atterberg sono stati determinati sulla sola componente fine in essi contenuta. Si precisa che tali limiti di Atterberg si riferiscono sia all'unità Dc che all'unità Dg essendo i limiti plastici determinati sia su campioni coesivi che granulari, selezionando evidentemente le parti fini che possono essere sottoposte a tali prove. Pertanto si tratta di limiti di Atterberg del campione o della sua matrice fine.

CARTA DI PLASTICITA'

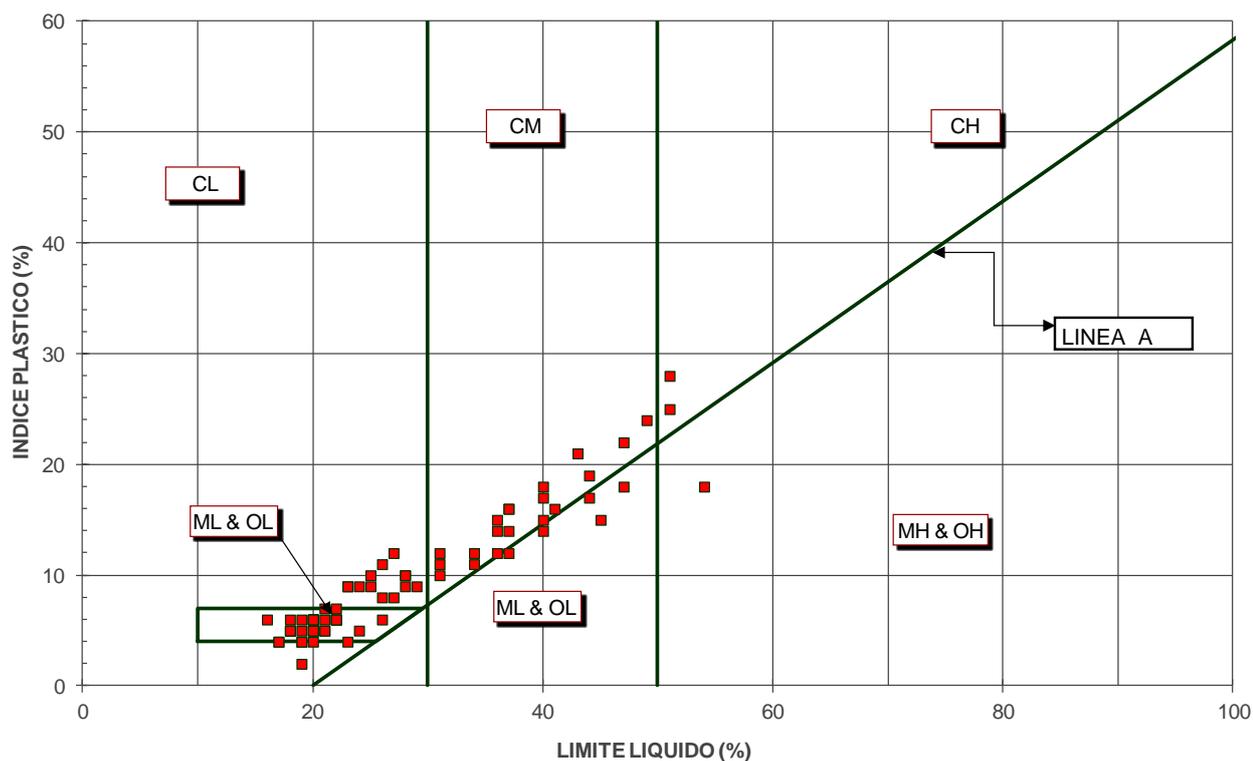


figura 10.1: Carta di Plasticità alluvioni terrazzate

I materiali si presentano di bassa e media plasticità, ciò anche per la prevalente componente limosa rispetto a quella argillosa.

Nella seguente figura 10.2 si presentano i valori dei limiti di Atterberg della figura precedente in funzione della profondità e messi a raffronto con il contenuto d'acqua, ove disponibile, misurata sul medesimo campione. Anche in questo caso, essendo queste prove effettuabili anche su campioni rimaneggiati, i risultati comprendono prove effettuate su campioni di entrambe le Unità Geotecniche.

Alluvioni Terrazzate
Limiti di Atterberg e umidità

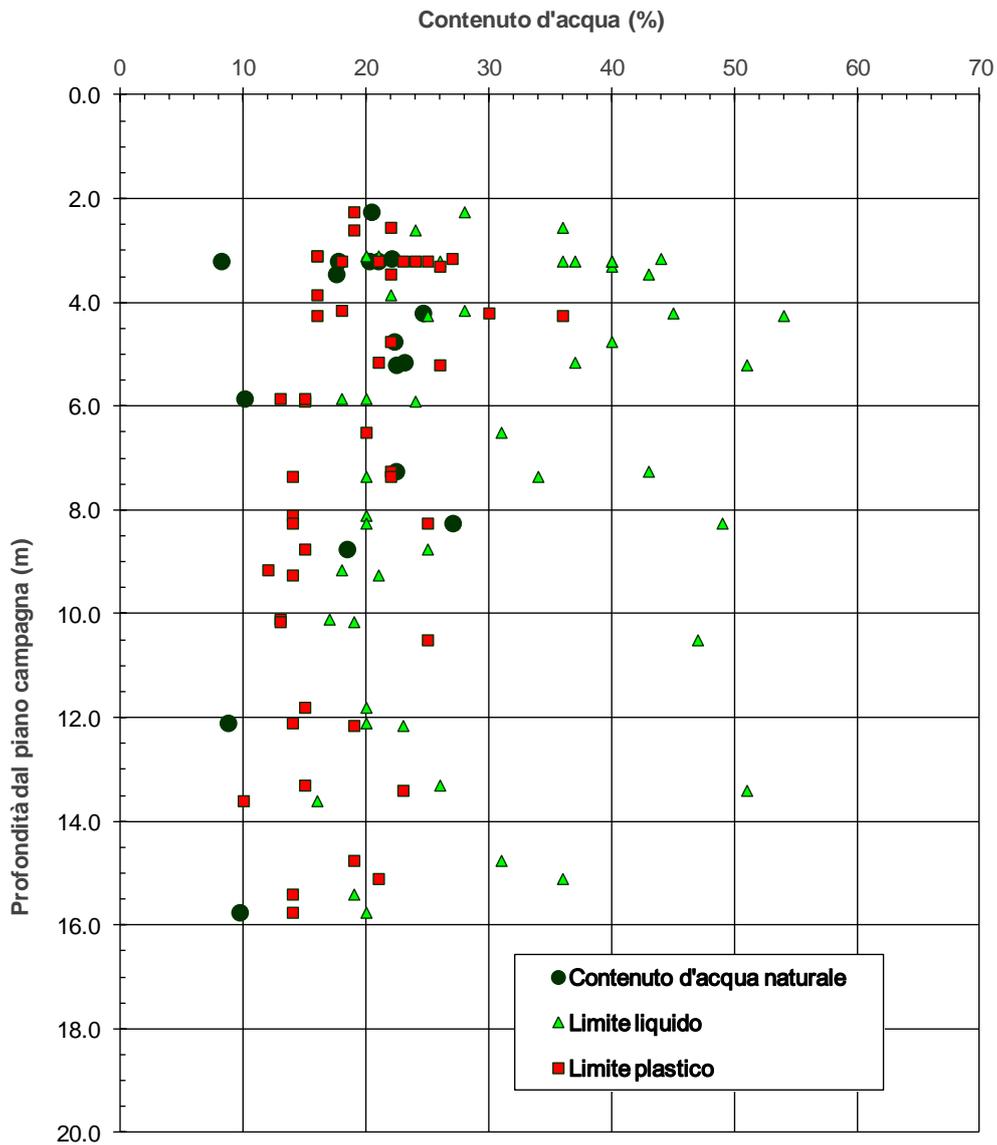


figura 10.2: Limiti di Atterberg e umidità naturale in funzione della profondità

Il grafico mostra come il contenuto d'acqua naturale si collochi in prossimità, e spesso ben al di sotto, del limite di plasticità determinato sul medesimo campione.

10.1. Unità Dc - Depositi alluvionali coesivi

10.1.1. Caratteristiche di classificazione

10.1.1.1. Granulometria

Nella figura 10.3 sono rappresentate le percentuali di ghiaia, ghiaia+sabbia, ghiaia+sabbia+limo, ed il totale in funzione della profondità.

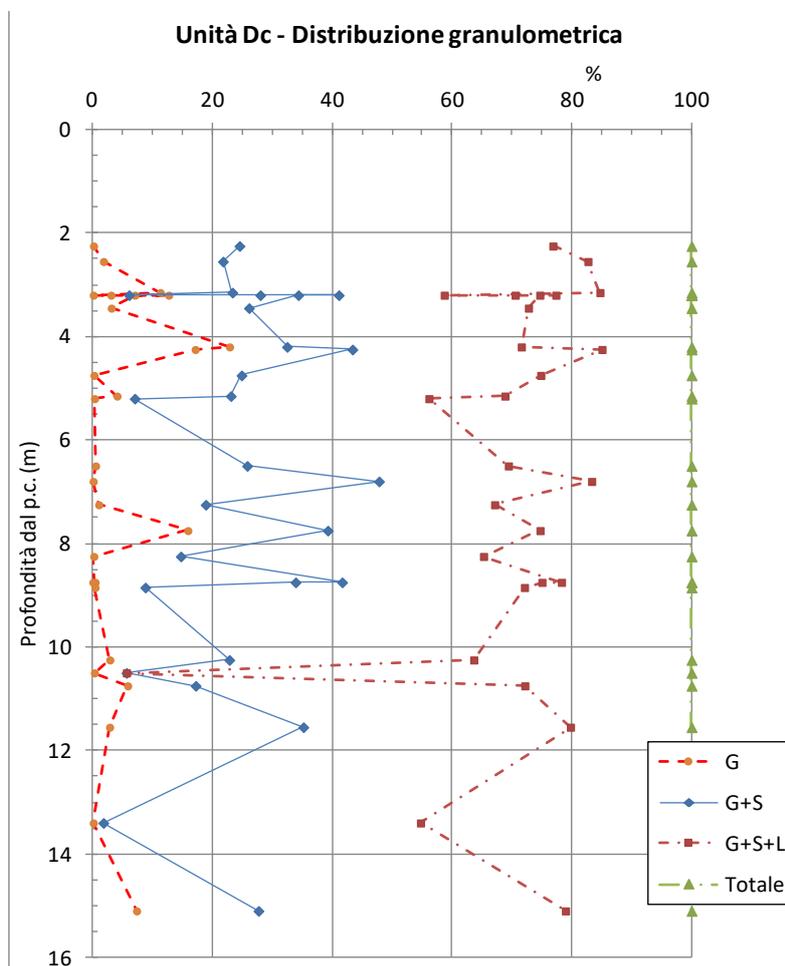


figura 10.3: Distribuzione granulometrica in funzione della profondità

Nel grafico la linea azzurra continua rappresenta la linea di separazione fra percentuale di materiale granulare e di materiale fine, e dà una visione di insieme delle composizioni granulometriche. Per esempio appare evidente che sono pochi i campioni che non abbiano una componente di sabbia, che mediamente, insieme con l'eventuale ghiaia si aggira intorno al 20÷30 % con punte del 40 %.

10.1.1.2. Peso di volume

La figura 10.4 mostra i valori del peso di volume naturale e del peso secco in funzione della profondità.

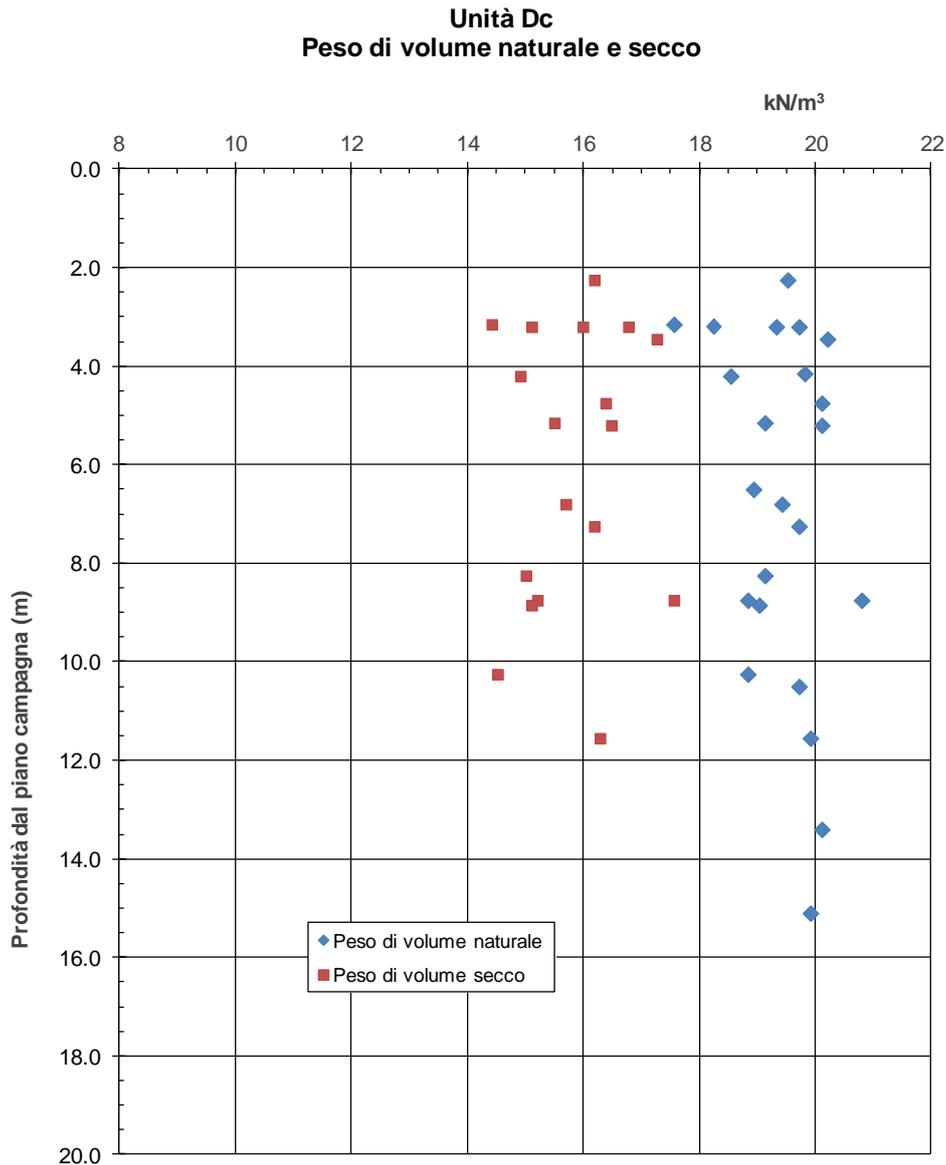


figura 10.4: Peso di volume in funzione della profondità

Il grafico presenta una certa dispersione dei valori, che si addensano intorno al valore di 20 kN/m³ con valori talvolta anche più elevati, indizio di un grado di addensamento elevato.

Nella successiva figura 10.5 è diagrammato l'indice di consistenza in funzione della profondità. Questo indice ha questo nome in quanto rappresentativo appunto del grado di consistenza del campione di terreno. Viene calcolato

come rapporto fra la differenza fra limite liquido e contenuto d'acqua naturale ($LL - W_n$), diviso per l'indice plastico. Assume il valore 0 per contenuto d'acqua pari al limite liquido, materiale in condizione semifluida, ed il valore 1 per contenuto d'acqua uguale al limite plastico, quindi di consistenza elevata e non facilmente "plasmabile". Valori superiori all'unità indicano materiale molto compatto.

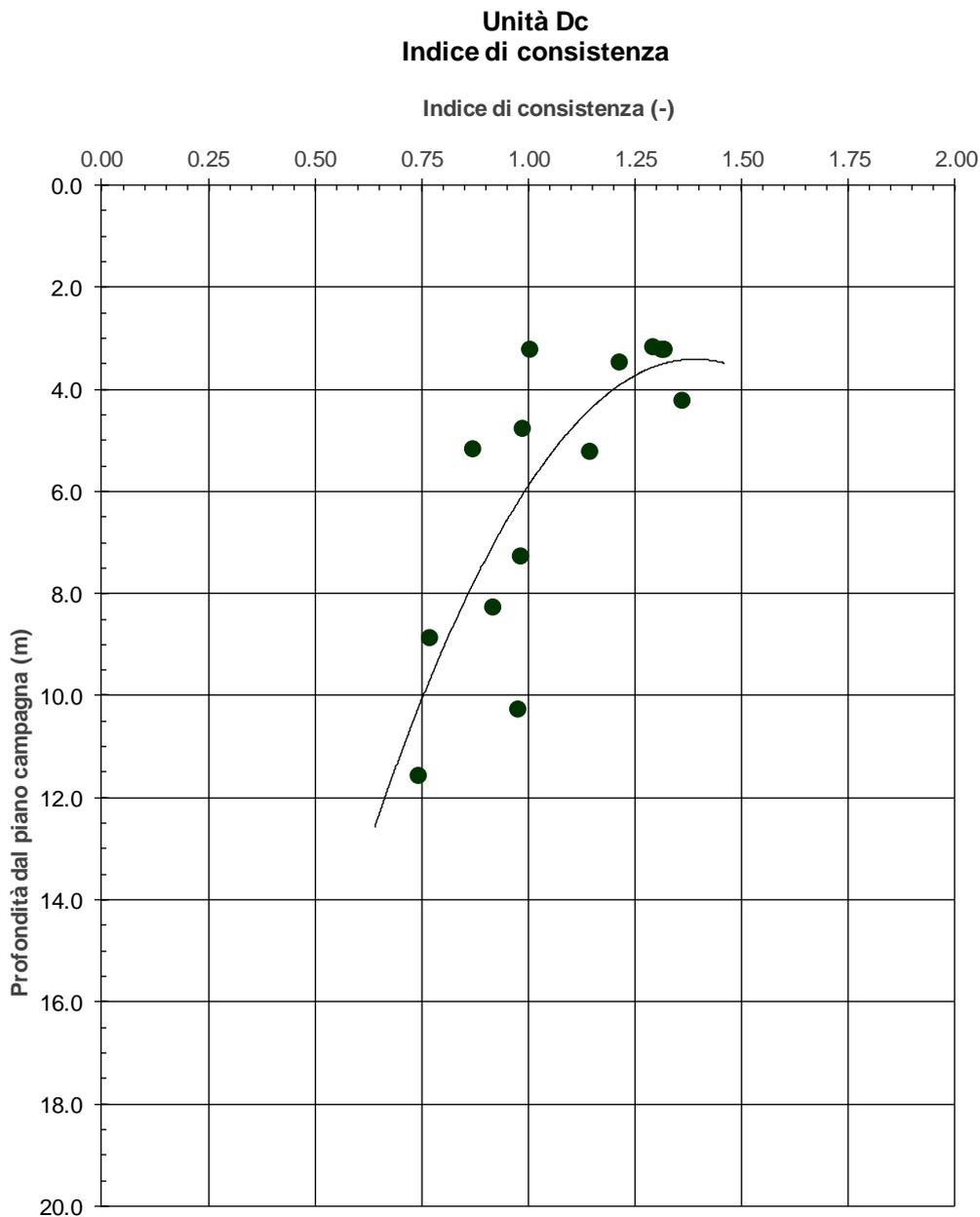


figura 10.5: Indice di consistenza in funzione della profondità

Dal grafico sono stati eliminati i valori corrispondenti a campioni aventi un indice plastico $IP \leq 6$ che, al denominatore nell'espressione, produce una eccessiva enfattizzazione delle piccole variazioni inevitabili nella misura dei limiti di Atterberg. Inoltre tali valori, che generalmente corrispondono a campioni con una significativa presenza di componente sabbiosa fine, risultano di difficile determinazione.

I valori diagrammati evidenziano un chiaro andamento decrescente con la profondità, tipico in presenza di fenomeni di essiccamento superficiale per effetto della evotraspirazione naturale e parallelamente dell'aumento della umidità con la profondità per la presenza della falda idrica.

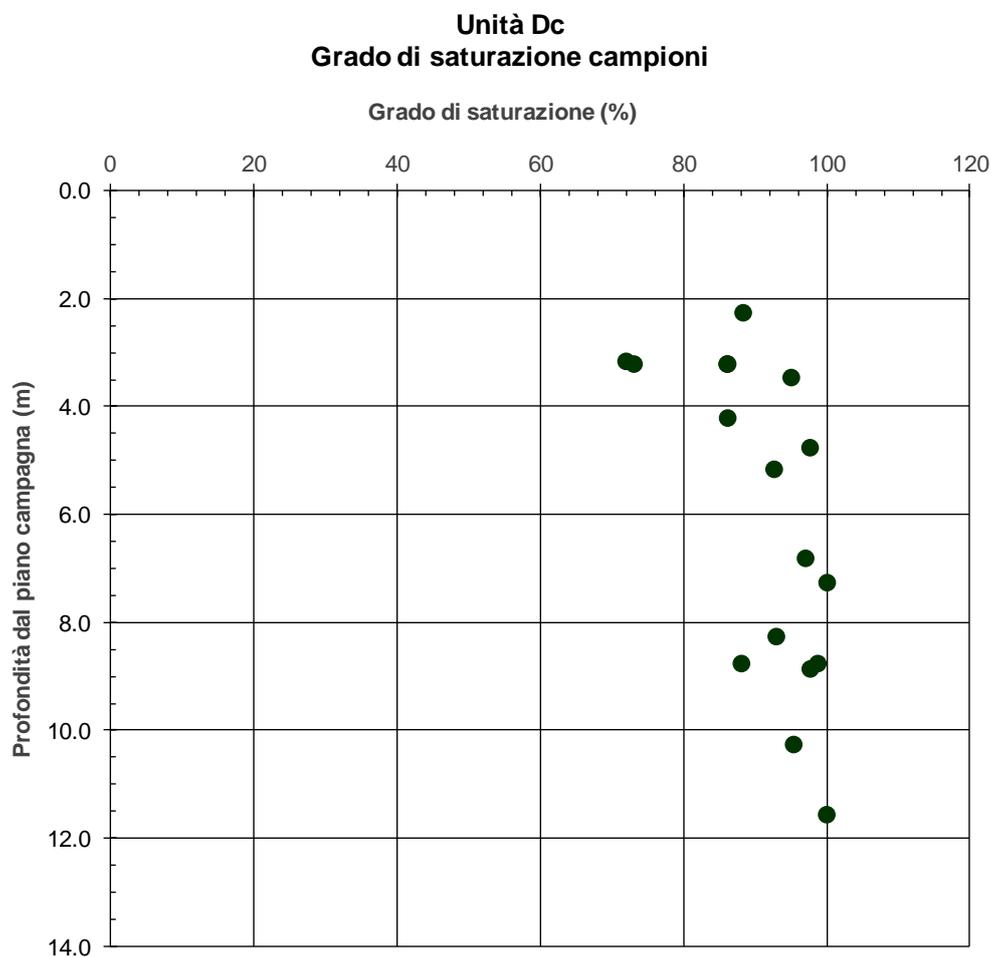


figura 10.6: Grado di saturazione in funzione della profondità

Il grado di saturazione rappresenta il rapporto fra il volume dei vuoti presenti nel campione ed il volume di acqua presente e che occupa appunto tali vuoti. Il valore di 1, o 100 se espresso in percentuale come nel grafico qui sopra, rappresenta campione totalmente saturo. Non sono possibili, a meno di errori di misura, gradi di saturazione superiori al 100%.

Questo grafico rappresenta la conferma della presenza di un fenomeno di essiccazione superficiale del terreno, gradualmente decrescente con la profondità già evidenziato con riferimento alla figura 10.5.

10.1.1.3. Permeabilità

Sono state effettuate n. 16 prove di permeabilità tipo Lefranc nel corso dei sondaggi. I risultati delle prove, con l'indicazione dell'intervallo di profondità di prova, sono riportati nella seguente tabella 10-6.

Lotto	Sondaggio	Progressiva (m)	Tipo di prova	Profondità prova		k_h m/s	Unità geotecnica
				da m	a m		
Lotto 2	FCL52	1'340	Lefranc	9.0	9.5	4.200E-04	Dc
Lotto 2	FCS30	5'960	Lefranc	3.6	4.5	2.940E-04	Dc
Lotto 2	FCS30	5'960	Lefranc	10.5	11.3	9.330E-07	Dc
Lotto 2	FCL32	6'215	Lefranc	3.0	4.0	2.130E-07	Dc
Lotto 2	FCL35	8'065	Lefranc	2.5	3.5	3.350E-07	Dc
Lotto 2	FCL35	8'065	Lefranc	12.0	13.0	2.890E-07	Dc
Lotto 2	FCL35	8'761	Lefranc	1.5	2.5	8.330E-07	Dc
Lotto 3	FCL36bis	75	Lefranc	5.0	6.0	6.290E-09	Dc
Lotto 3	FCL38	660	Lefranc	6.0	7.0	4.620E-09	Dc
Lotto 3	FCS41	1'443	Lefranc	5.0	6.0	9.860E-07	Dc
Lotto 3	FCL42	1'606	Lefranc	4.5	5.5	2.970E-07	Dc
Lotto 3	FCL43	1'942	Lefranc	6.0	7.0	1.290E-07	Dc
Lotto 3	FCL44	2'201	Lefranc	1.5	2.5	9.440E-07	Dc
Lotto 3	FCL46	2'995	Lefranc	2.5	3.5	6.660E-07	Dc
Lotto 3	FCL49	5'095	Lefranc	1.5	2.5	7.850E-07	Dc

tabella 10-6 Risultati prove di permeabilità

Gli stessi dati sono rappresentati anche nella figura 10.7, da cui si può notare che la maggioranza dei risultati è compreso fra $10^{-6} \div 10^{-7}$ m/s mentre due prove hanno fatto registrare permeabilità più piccole di un ordine di grandezza.

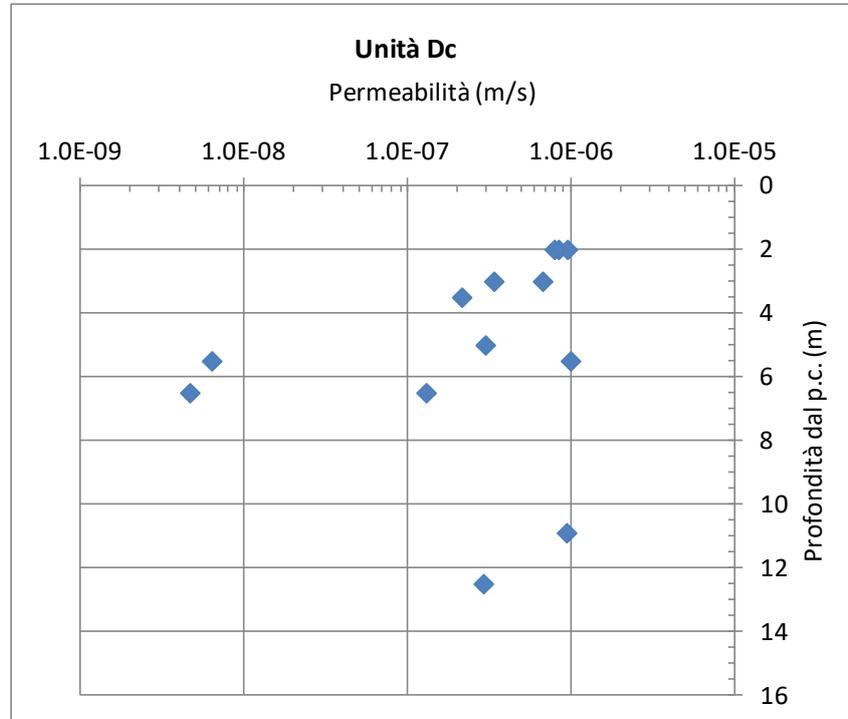


figura 10.7: Risultati prove di permeabilità

10.1.2. Prove edometriche

10.1.2.1. Pressione di consolidazione

Le prove edometriche hanno il grosso pregio che, oltre a fornire utilissime informazioni circa le caratteristiche del campione di terreno sottoposto a prova, fornisce indirettamente anche informazioni sulla qualità del campione e dei risultati della prova. Infatti la prova edometrica consente di ricostruire, dal diagramma Δe (o $\Delta H/H$) – $\log_{10} \sigma'_v$, la pressione di preconsolidazione, cioè il massimo carico verticale cui il campione è stato in passato sottoposto o, in caso di terreni soggetti ad essiccazione, la pressione negativa interna dovuta ai fenomeni di “suzione” che si sviluppano al diventare “non saturo” del terreno. La maggiore o minore evidenza con cui si individua il punto di passaggio fra la prima parte della curva che precede tale pressione massima ed il successivo andamento lineare, sono indizio della buona o scadente conservazione nel campione di una traccia delle caratteristiche meccaniche in sito.

Questa indicazione non è significativa solo per la definizione del massimo carico, reale o virtuale, che il terreno ha subito in passato, ma si riverbera su tutti i risultati che dalla prova si ricavano, dal modulo edometrico alla permeabilità ed al coefficiente di consolidazione. Purtroppo il trattamento di terreni “non saturi” risulta molto critica in quanto questi tendono ad assorbire rapidamente acqua dall’ambiente circostante, sia in fase di prelievo che in laboratorio, circostanza che ne può determinare il rigonfiamento prima dell’inizio della prova, con conseguente perdita della struttura iniziale e degrado delle caratteristiche del campione stesso.

Nel caso specifico si è visto in figura 10.6 come molti campioni, e particolarmente quelli più vicini al piano campagna, presentino un grado di saturazione inferiore al 100 %. Nella tabella seguente è riportato il grado di saturazione dei campioni sottoposti a prova edometrica prima della prova.

	Sondaggio	Campione	Profondità dal p.c. (m)	Saturazione (%)	P.C. (kPa)	pressione di consolidazione (kPa)
LOTTO 1	FCS 71	CI 1	10.00-10.50	97.1	79.9	240
	FCL 52	CI 1	6.60-7.00	95.2	61.3	400
LOTTO 2	FCS 18	CI 1	8.50-9.00	88.0	N.D.	200
	FCL 34bis	CI 1	3.00-3.30	73.7	188.9	189
	FCL 35	CI 1	4.00-4.35	91.4	66.9	190
	FCL 36	CI 1	3.00-3.45	86.0	55.8	310
	FCL 36	CI 3	8.00-8.55	91.1	63.5	200
LOTTO 3	FCL 37	CI 1	3.00-3.40	89.8	57.3	400
	FCL 38	CI 1	3.28-3.58	97.7	181.7	500
	FCS 41	CI 1	4.50-5.00	95.8	156.9	380
	FCL 49	CI 1	3.00-3.35	73.3	71.1	160

tabella 10-7 Grado di saturazione dei campioni sottoposti a prova edometrica

Nella penultima colonna, con intestazione "P.C. (kPa)" è riportata l'indicazione riportata in un riquadro interno alla figura che rappresenta il diagramma "pressione – indice dei vuoti" e che, per quanto non indicato nei certificati di prova, rappresenta la valutazione fatta dal laboratorio del valore della pressione di consolidazione, da cui la sigla "P.C.". La colonna successiva, alla estrema destra nella tabella, riporta il valore del carico di preconsolidazione stimato secondo le modalità indicate nel paragrafo 8.5. Tale carico di preconsolidazione è diagrammato in funzione della profondità nella figura 10.8.

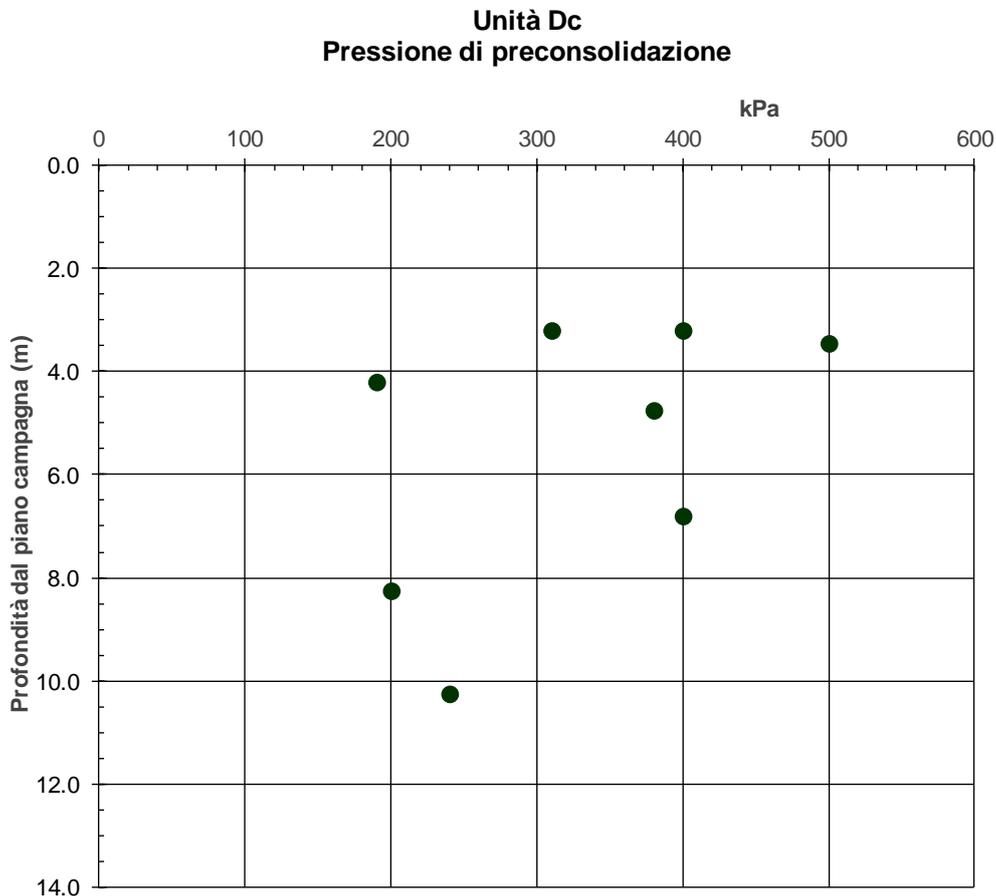


figura 10.8: pressione di preconsolidazione in funzione della profondità

Nonostante la dispersione dei risultati si percepisce una traccia della diminuzione dell'indice di consistenza diagrammato nella figura 10.5 e che trovava a sua volta riscontro nell'aumento del grado di saturazione con la profondità di cui alla figura 10.6.

Si precisa che da questo grafico sono stati esclusi i campioni prelevati nei sondaggi FCL34bis ed FCL49 in quanto in base ai grafici edometrici si poteva stimare un carico di preconsolidazione al più pari al valore della resistenza al taglio non drenata c_u stimate sui medesimi campioni tramite le prove speditive effettuate alla apertura dei campioni in laboratorio. Ciò in quanto, per quanto viene illustrato qui di seguito, tale circostanza appare largamente non credibile.

Come verifica dei valori di pressione di preconsolidazione stimati dai grafici edometrici e riportati nella tabella 10-7 si è fatto riferimento alla correlazione riportata nelle British Standard BS 8004:2015 secondo cui il rapporto tra la coesione non drenata (c_u) e la tensione verticale efficace può essere correlato al grado di sovraconsolidazione mediante la relazione già riportata nel paragrafo 8.3:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = k_1 \cdot OCR^{k_2}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	62 di 211

con: $k_1 = 0.23$, e $k_2 = 0.8$.

Se consideriamo un materiale normalmente consolidato questa correlazione si riduce a:

$$c_u = 0.23 \times \sigma'_{vo}$$

essendo σ'_{vo} la pressione geostatica efficace. Consideriamo un materiale coesivo normalmente consolidato che, per l'erosione degli strati di terreno più superficiali, viene a trovarsi nella condizione di sovraconsolidazione. La pressione di consolidazione non cambia per effetto della erosione degli strati superficiali mentre la resistenza al taglio acquisita, pari appunto a $0.23 \times \sigma'_{vo}$. Al più, per effetto della diminuzione di pressione di confinamento, tenderà forse a diminuire ma certamente non ad aumentare. Quindi si potrebbe ritenere che il valore di $c_u/0.23$ suggerito dalla correlazione debba essere il valore minimo plausibile per la pressione di consolidazione. Se si applica questa correlazione utilizzando i valori di resistenza al taglio desunti su questi stessi campioni riportati nel successivo paragrafo dedicato alla resistenza al taglio in condizioni non drenate, la troverebbe soddisfatta solo nei campioni prelevati nei sondaggi FCL71 ed FCL41 in ragione dei più bassi valori di resistenza al taglio rilevati su questi campioni mediante le prove con il Pocket Penetrometer. Gli altri mostrano una forte sottostima della pressione di consolidazione, con una media complessiva di sottostima di circa 2.5 volte. Ciò non è rilevante solo in relazione al grado di sovraconsolidazione ma soprattutto perché risultano molto sottostimati il modulo edometrico ed il coefficiente di consolidazione c_v .

E' significativo al riguardo che i campioni che maggiormente risentono di questo problema sono il CI1 del sondaggio FCL49 ed il CI1 del sondaggio FCL34bis, campioni per i quali il grado di saturazione nel modulo della prova edometrica risulta di poco superiore al 73 % ed inferiore a quello di tutti gli altri campioni sottoposti a prova edometrica.

10.1.2.2. Modulo edometrico

L'andamento del modulo edometrico in funzione dei successivi gradini di carico presenta generalmente un andamento crescente nell'intervallo di pressioni verticali inferiori al carico di preconsolidazione, seguito da una netta discesa in corrispondenza del "gomito" della curva edometrica, a cavallo della pressione di preconsolidazione, per poi riprendere a crescere negli ulteriori gradini di carico. Comportamento analogo presentano anche le altre caratteristiche connesse con questa prova, e cioè il coefficiente di permeabilità verticale ed il coefficiente di consolidazione. Considerando che la fase iniziale di crescita del modulo edometrico registrata in laboratorio sia in massima parte determinata dallo scarico di tensione rispetto alla situazione in sito, si ritiene che il valore del modulo più valido per le analisi dei cedimenti sia quello rilevato in prossimità del carico di preconsolidazione. Pertanto nel seguito si farà riferimento come modulo edometrico del campione al valore determinato in prossimità del carico di preconsolidazione.

Nella seguente figura 10.9 sono riportati i valori del modulo edometrico così determinato in funzione della profondità. Per confronto, pure se si tratta di misure concettualmente diverse, nel medesimo grafico si sono riportati anche i valori del modulo elastico desunto mediante prove dilatometriche, che peraltro nel caso in esame risultano congruenti con i valori desunti dalla prova di laboratorio.

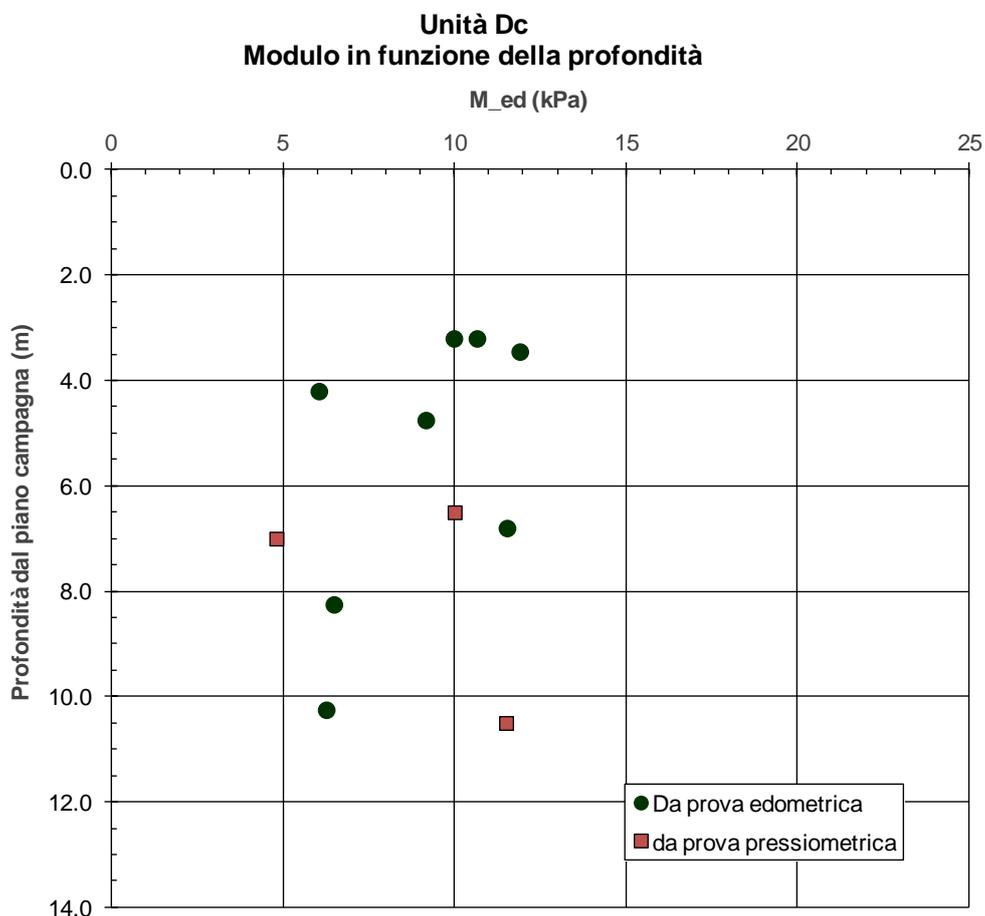


figura 10.9: Modulo edometrico in funzione della profondità

I parametri geotecnici desunti dalle prove in corrispondenza del modulo edometrico individuato come rappresentativo di ciascun campione sono elencati nella seguente tabella 10-8.

Sondaggio	Campione	Profondità dal p.c.	Pressione di consolidazione	Modulo edometrico	permeabilità	coefficiente di consolidazione	coefficiente di consolidazione secondaria	
		m	kPa	MPa	cm/s	cm ² /s	-	
Lotto 1	FCS 71	CI 1	10.00-10.50	240	6.255	3.49x10 ⁻⁹	2.22x10 ⁻⁴	1.0x10 ⁻³

	Sondaggio	Campione	Profondità dal p.c.	Pressione di consolidazione	Modulo edometrico	permeabilità	coefficiente di consolidazione	coefficiente di consolidazione secondaria
			m	kPa	MPa	cm/s	cm ² /s	-
	FCL 52	CI 1	6.60-7.00	400	6.255	1.18x10 ⁻⁸	1.39x10 ⁻³	1.9x10 ⁻³
Lotto 2	FCL 35	CI 1	4.00-4.35	190	6.041	2.78x10 ⁻⁹	1.71x10 ⁻⁴	2.2x10 ⁻³
	FCL 36	CI 1	3.00-3.45	310	6.255	5.20x10 ⁻⁹	5.29x10 ⁻⁴	1.5x10 ⁻³
	FCL 36	CI 3	8.00-8.55	200	6.478	1.40x10 ⁻⁹	0.93x10 ⁻⁴	2.0x10 ⁻³
Lotto 3	FCL 37	CI 1	3.00-3.40	400	10.65	5.35x10 ⁻⁹	5.81x10 ⁻⁴	1.8x10 ⁻³
	FCL 38	CI 1	3.28-3.58	500	11.905	1.74x10 ⁻⁹	2.11x10 ⁻⁴	1.0x10 ⁻³
	FCS 41	CI 1	4.50-5.00	380	9.158	3.19x10 ⁻⁹	2.98x10 ⁻⁴	2.1x10 ⁻³

tabella 10-8 Parametri geotecnici desunti dalle prove edometriche

10.1.3. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Sui campioni prelevati sono state effettuate prove di taglio diretto e prove triassiali CD o CIU con misura della pressione interstiziale. Nella seguente figura 10.10 si riportano i risultati ottenuti su campioni della Unità Dc, selezionati in base alle analisi granulometriche effettuate sui medesimi campioni. Si tratta di campioni nei quali la componente fine, cioè limo ed argilla, supera il 60 %. Il grafico presenta nel piano x-y rispettivamente la coesione in termini di sforzi efficaci e gli angoli di attrito.

Nel grafico si riporta una interpolazione dei dati relativi alle prove di taglio diretto, che sono le più numerose. Nonostante la dispersione dei dati sia significativa, si evidenzia una correlazione fra l'aumento della componente coesiva della resistenza al decrescere dell'angolo di attrito.

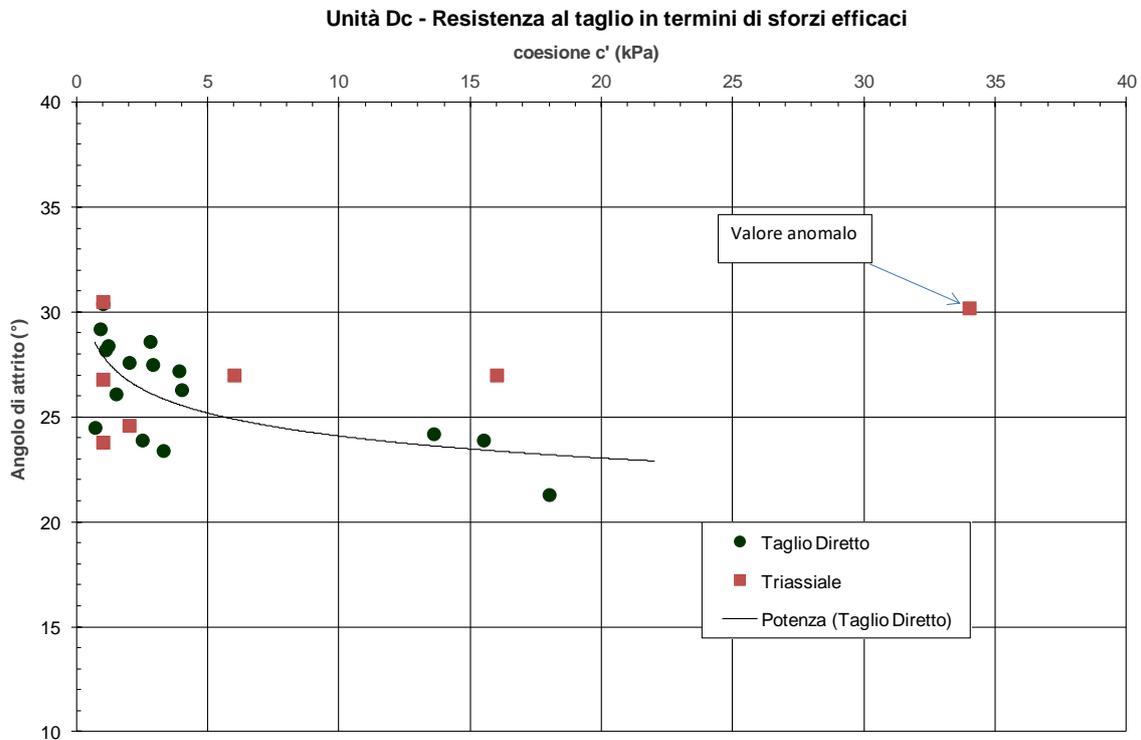


figura 10.10: Relazione $c' - \phi'$ da prove triassiali e di taglio diretto

10.1.4. Resistenza al taglio in condizioni non drenate

A causa del ridotto numero di campioni indisturbati che è stato possibile prelevare nei livelli coesivi, la maggior parte dei dati disponibili derivano dalle misure speditive mediante Pocket Penetrometer e Torvane effettuate sui campioni indisturbati alla apertura in laboratorio. A questi dati si aggiunge una prova di compressione triassiale UU e n. 4 prove dilatometriche effettuate in livelli coesivi. In effetti le prove dilatometriche interpretate come prove in materiale coesivo sono ben 8 però, poiché la stratigrafia in corrispondenza delle profondità della prova indica la presenza di ghiaia, si è ritenuto di trascurare questi valori in quanto poco affidabili.

I risultati di tali prove sono presentati nella figura 10.11.

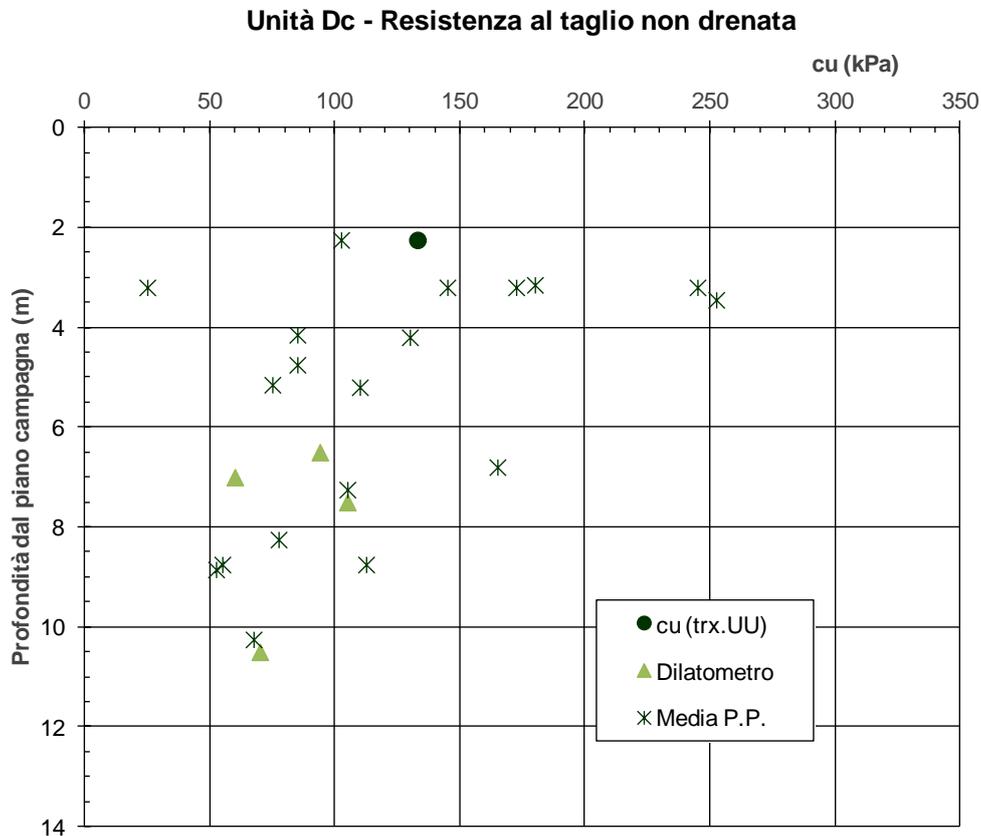


figura 10.11: Resistenza al taglio in condizioni non drenate

Il grafico evidenzia complessivamente un classico profilo di resistenza legato a fenomeni di essiccazione, con resistenze più elevate in superficie e decrescenti con la profondità ed all'approssimarsi al livello della falda. Il grafico evidenzia inoltre come il risultato ottenuto mediante prova triassiale UU e mediante le prove dilatometriche, pertanto mediante metodologie molto diverse fra loro, si integrano perfettamente, validando il profilo di resistenza delineato tramite le prove speditive Pocket Penetrometer.

10.1.5. Modulo non drenato E_u

Trattandosi di materiali coesivi a bassa o media plasticità con indice plastico $IP < 30$, e con rapporto di sovraconsolidazione $OCR \approx 1.5 \div 5$, con riferimento alla relazione di cui alla figura 8.2 si potrà assumere nella relazione:

$$E_{u,50} = k c_u$$

un fattore $k = 350 - 800$

10.1.6. Modulo a piccole deformazioni

Il modulo di taglio G_0 ed il modulo elastico E_0 a piccole deformazioni sono stati desunti sulla base dei risultati delle prove Down Hole, isolando i risultati ottenuti in corrispondenza di livelli appartenenti alla unità geotecnica Dc.

I grafici dei risultati, suddivisi per lotto, sono stati riportati da figura 10.12 a figura 10.15.

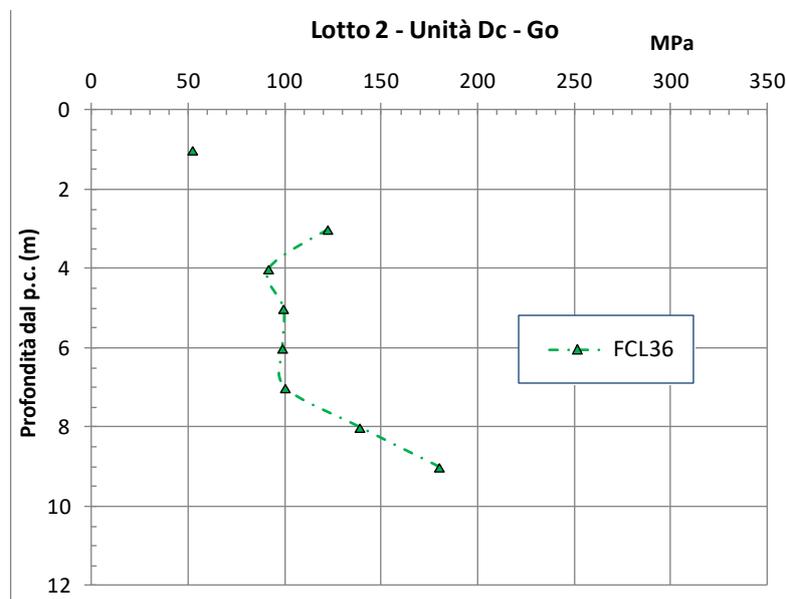


figura 10.12: Modulo G_0 a piccole deformazioni – Lotto 2

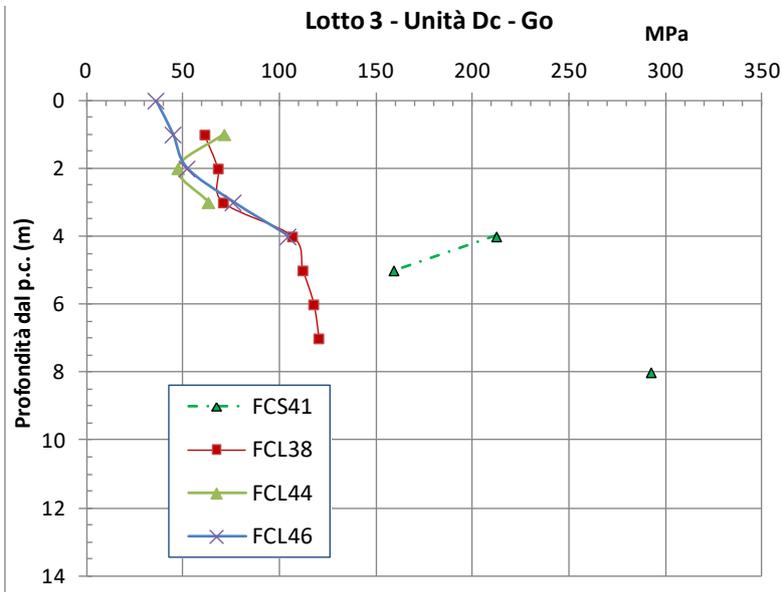


figura 10.13: Modulo Go a piccole deformazioni – Lotto 3

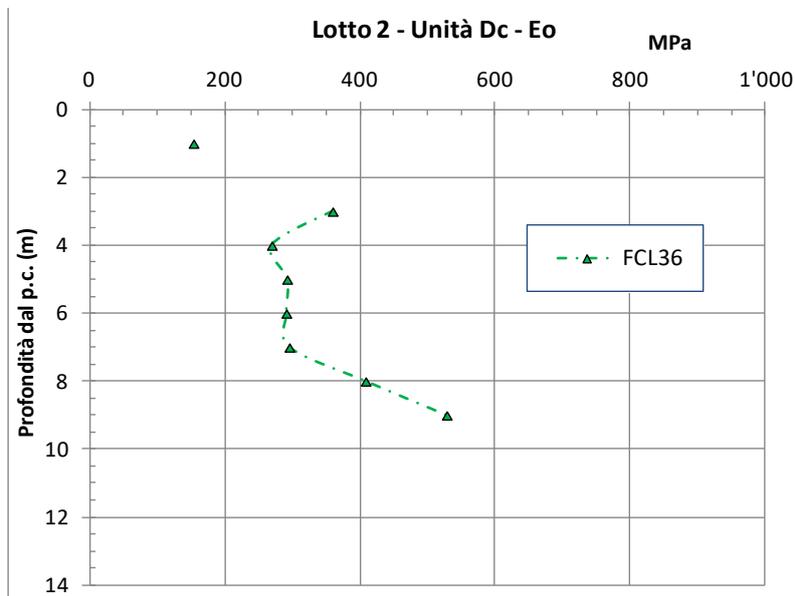


figura 10.14: Modulo Eo a piccole deformazioni – Lotto 2

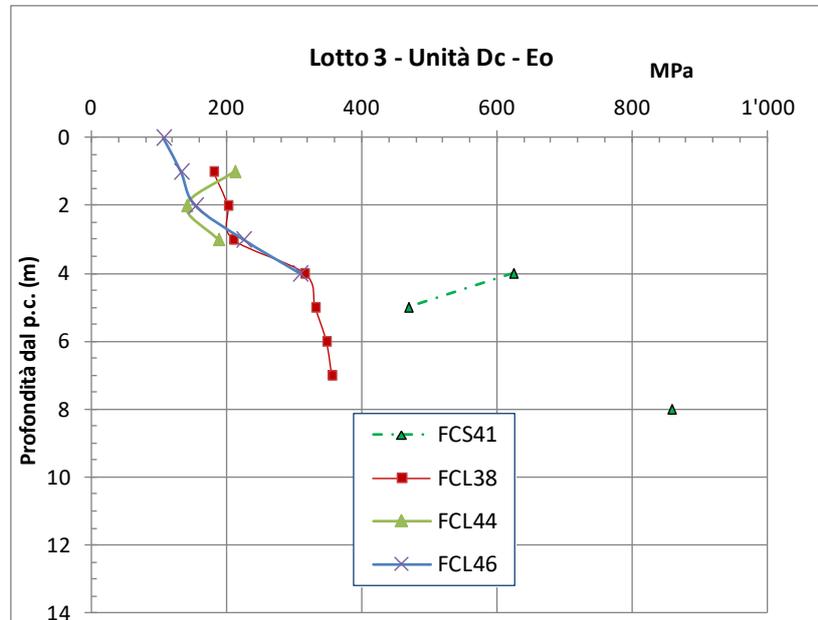


figura 10.15: Modulo Eo a piccole deformazioni – Lotto 3

10.2. Unità Dg – Depositi alluvionali incoerenti

10.2.1. Distribuzione granulometrica

Nella figura 10.16 sono rappresentate le percentuali di ghiaia, ghiaia+sabbia, ghiaia+sabbia+limo, ed il totale in funzione della profondità.

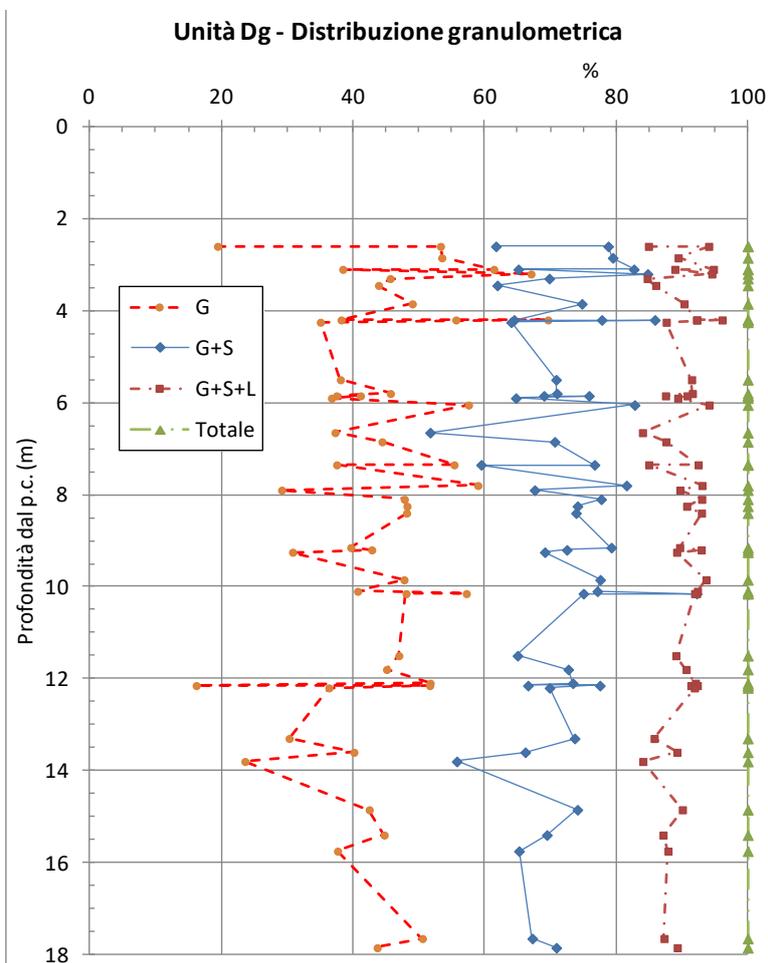


figura 10.16: Distribuzione granulometrica in funzione della profondità

Dal grafico appare che la percentuale di ghiaia, che si aggira per lo più intorno al 40 %, in questa unità è generalmente predominante anche rispetto alla componente di sabbia. Complessivamente raggiungono circa il 70 %, con oscillazioni nell'ambito 60÷80 %.

10.2.2. Permeabilità

Sono state effettuate n. 13 prove di permeabilità tipo Lefranc nel corso dei sondaggi. I risultati delle prove, con l'indicazione dell'intervallo di profondità di prova, sono riportati nella seguente tabella 10-9.

Lotto	Sondaggio	Progressiva (m)	Tipo di prova	Profondità prova		k _h m/s	Unità geotecnica
				da m	a m		
Lotto1	FCS71	370	Lefranc	4.5	4.5	1.040E-04	Dg
Lotto 2	FCS9	950	Lefranc	7.0	7.5	3.140E-04	Dg
Lotto 2	FCS16	2'850	Lefranc	4.0	5.0	1.020E-05	Dg
Lotto 2	FCS18	3'800	Lefranc	4.5	5.0	1.780E-04	Dg
Lotto 2	FCS18	3'800	Lefranc	12.0	13.0	1.890E-03	Dg
Lotto 2	FCL22	4'095	Lefranc	5.0	6.6	2.200E-05	Dg
Lotto 2	FCL24	4'420	Lefranc	7.0	7.5	1.700E-04	Dg
Lotto 2	FCL25	4'560	Lefranc	4.5	5.0	1.800E-04	Dg
Lotto 2	FCS31	6'146	Lefranc	4.5	6.2	1.540E-04	Dg
Lotto 2	FCS34	7'255	Lefranc	4.1	5.0	7.020E-06	Dg
Lotto 2	FCS34	7'255	Lefranc	13.5	15.0	1.140E-04	Dg
Lotto 2	FCL35	8'761	Lefranc	10.0	11.0	3.5000E-05	Dg
Lotto 3	FCL47	3'580	Lefranc	6.0	7.5	5.500E-05	Dg
Albacina	FA2	1'161	Lefranc	5.0	6.5	3.000E-05	Dg
Albacina	FA3	2'036	Lefranc	4.5	6.0	4.7500E-08	Dg
Albacina	FA4	3'276	Lefranc	4.5	6.0	4.600E-05	Dg

tabella 10-9 Risultati prove di permeabilità

Gli stessi risultati sono diagrammati nella seguente figura 10.17, da cui si vede che i valori sono compresi fra $1 \times 10^{-5} \div 3 \times 10^{-4}$ m/s.

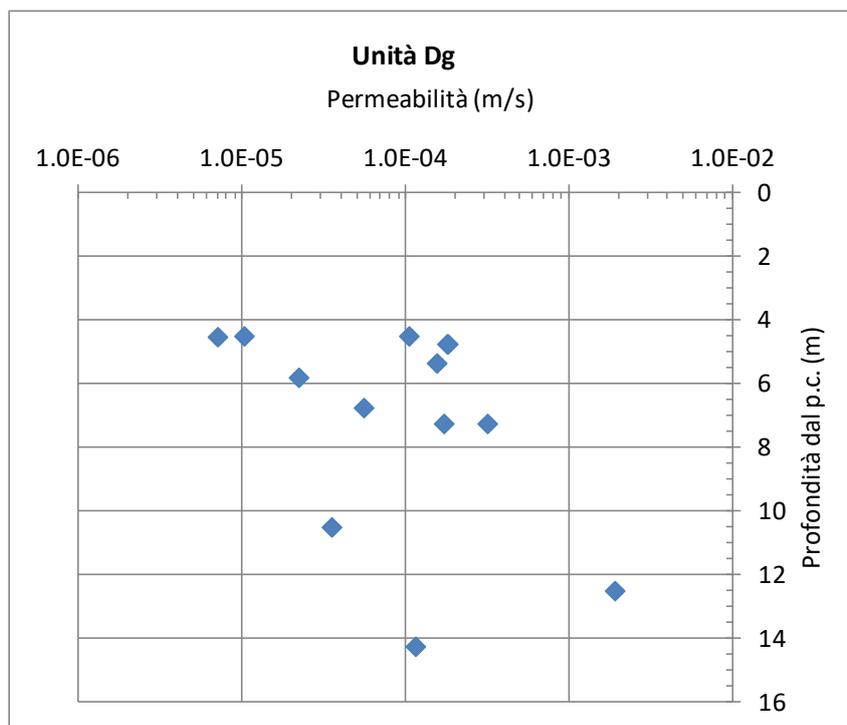


figura 10.17: Risultati prove di permeabilità

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

10.2.3. Densità relativa

La densità relativa dei materiali ghiaioso sabbiosi costituenti l'Unità Dg è stata determinata tramite le prove SPT. Da questa grandezza poi si sono poi determinate la resistenza al taglio e le caratteristiche di deformabilità.

Per la determinazione della densità relativa si sono seguite le indicazioni di Skempton (1986, Rif. [18]). In tale analisi si è cercato di distinguere i livelli prevalentemente ghiaiosi da quelli prevalentemente sabbiosi, che peraltro costituiscono una minoranza nell'ambito dei dati processati. Tale analisi comprende la normalizzazione dei risultati di campagna tenendo conto di diversi fattori:

- pressione verticale efficace alla profondità della prova
- correzione per la profondità della prova
- correzione per la granulometria

Ai fini della analisi si sono assunti i seguenti parametri:

- strati prevalentemente ghiaiosi $d_{50} = 4.0 \text{ mm}$
- strati prevalentemente sabbiosi $d_{50} = 0.3 \text{ mm}$
- peso di volume naturale del terreno $\gamma_n = 19.5 \text{ kN/m}^3$
- peso di volume naturale sommerso $\gamma'_n = 9.5 \text{ kN/m}^3$
- livello della falda secondo indicazioni del profilo geotecnico

in cui d_{50} è la dimensione in mm dell'apertura delle maglie del setaccio che trattiene il 50 % in peso del terreno in considerazione.

Si precisa che i valori scelti per il d_{50} sono certamente arbitrari, anche se plausibili, e non pretendono di rendere l'analisi rigorosa ma, tenendo conto che l'effetto di tali coefficienti non è determinante nell'ambito della accuratezza raggiungibile in questo tipo di analisi, costituiscono un tentativo di miglioria rispetto all'ipotesi di lasciare per tutti i terreni interessati il valore "standard" $d_{50} = 1.0 \text{ mm}$.

Per confronto si è utilizzata la precedente correlazione di Gibbs e Holtz (1957, Rif. [19]) che utilizza come parametro unicamente la pressione verticale efficace alla quota di esecuzione della prova SPT.

Nelle seguenti figura 10.18÷figura 10.21 si riportano, suddivisi per lotto, rispettivamente:

- I risultati delle prove SPT
- valori SPT "normalizzati" secondo le indicazioni di Skempton (Rif. [18]) alla pressione verticale efficace di 100 kPa
- la densità relativa risultante in base alle analisi
- densità relativa stimata secondo le indicazioni di Gibbs e Holtz (Rif. [19])

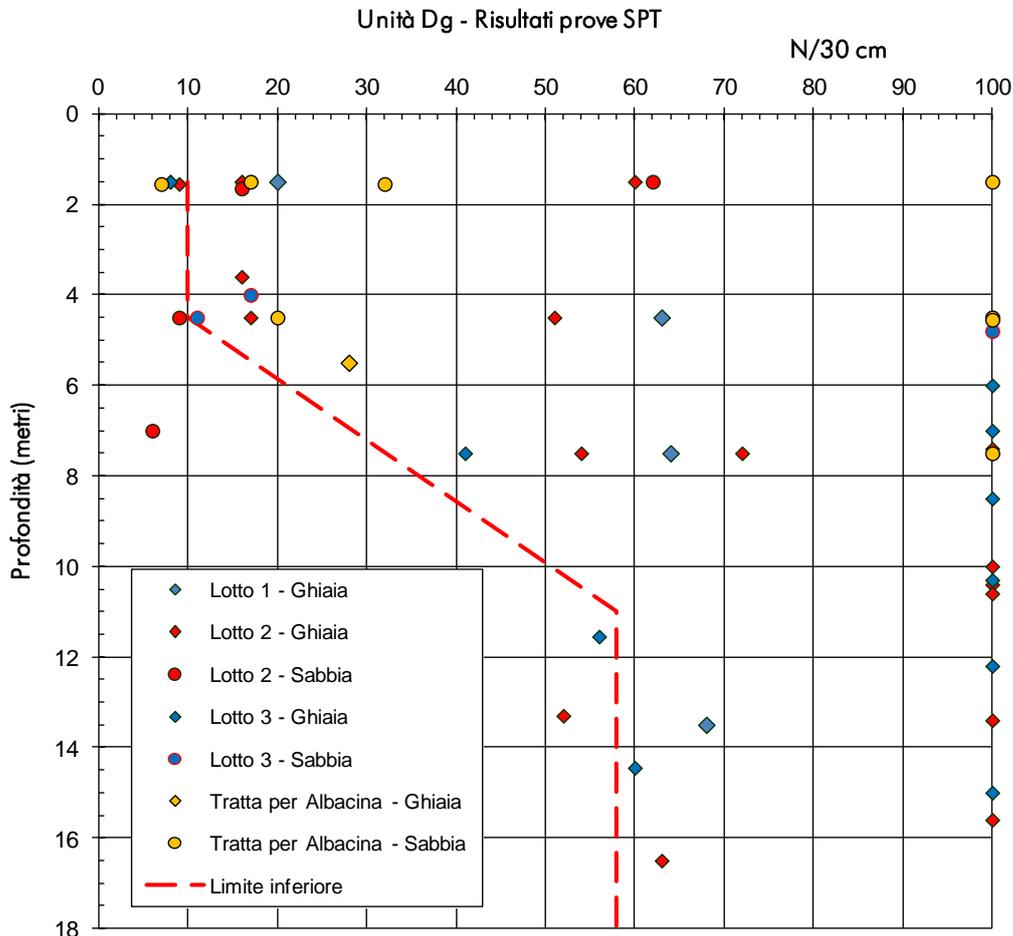


figura 10.18: Risultati prove SPT suddivisi per lotto

Si precisa che le categorie “ghiaia” e “sabbia” non sono basate sulla analisi granulometriche perché in generale le prove non hanno consentito il prelievo del campione, ma soltanto sulla descrizione stratigrafica del tratto in cui ciascuna prova è stata effettuata. Dal grafico però non emerge alcuna chiara differenza fra i risultati delle due categorie. Tuttavia ciò non deve fare concludere che i due tipi di materiale siano equivalenti, ma piuttosto certifica che la maggiore o minore presenza di sabbia che, va a riempire i vuoti fra gli elementi a granulometria maggiore, spesso insieme percentuali di materiali fini, è continuamente variabile e la semplice descrizione stratigrafica non riesce ad evidenziare queste differenze. Si conclude pertanto che questa distinzione di tipo granulometrico non può aiutarci a fare chiarezza nei risultati.

Si ritiene piuttosto che un criterio più ragionevole sia di supporre che i valori più elevati, che si distaccano dagli altri registrati alle medesime profondità, siano da attribuire ad una maggiore presenza di ghiaia o addirittura alla presenza di ciottoli. Ciò vale in particolare per le prove che hanno fatto registrare “rifiuto”. Viceversa si potrà ritenere che i valori più prossimi al limite inferiore riportato nel grafico possano rappresentare le fasce di terreno in cui la presenza di ghiaia e ciottoli sia inferiore. Quindi a questi valori più bassi fra quelli registrati è ragionevole applicare le correlazioni elencate nel capitolo 7, dal momento che tali correlazioni sono basate fondamentalmente

su esperienze in materiali prevalentemente sabbiosi e cadono certamente in difetto in caso di prevalenza di ghiaia e ciottoli.

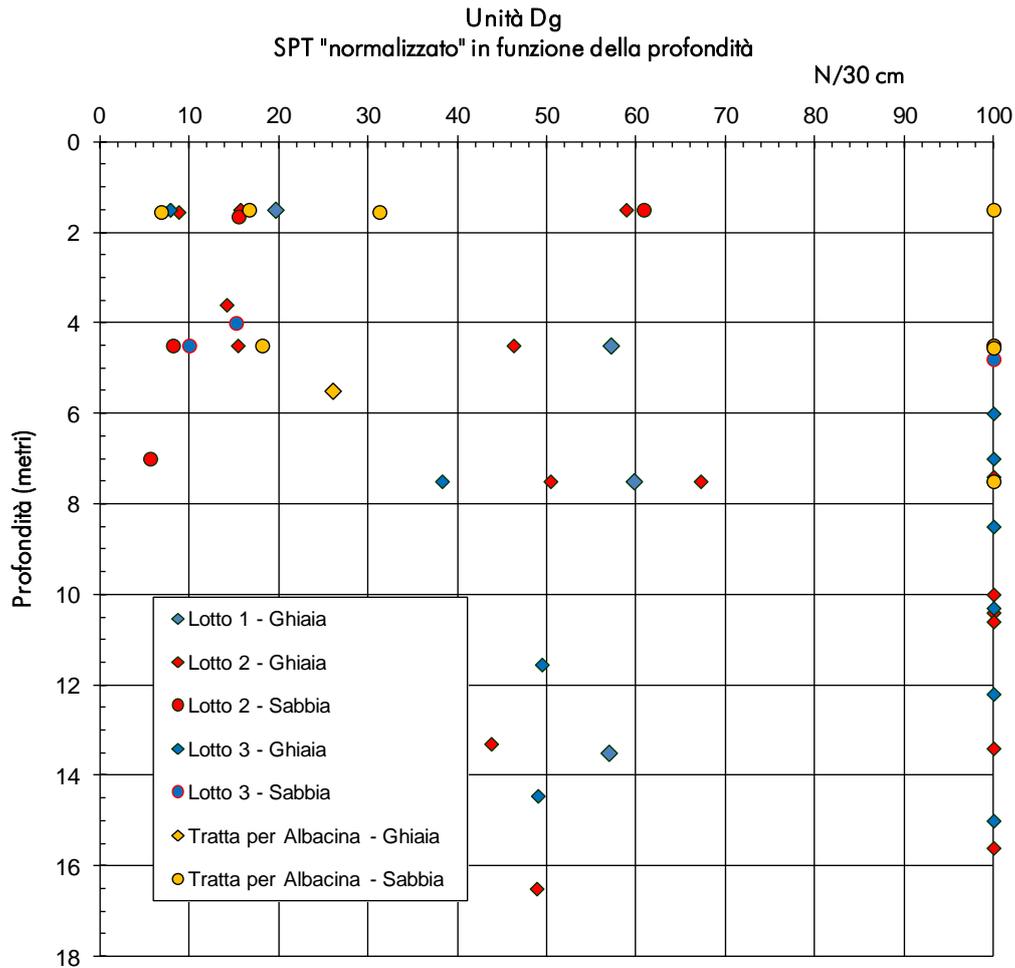


figura 10.19: SPT "normalizzato" in funzione della profondità

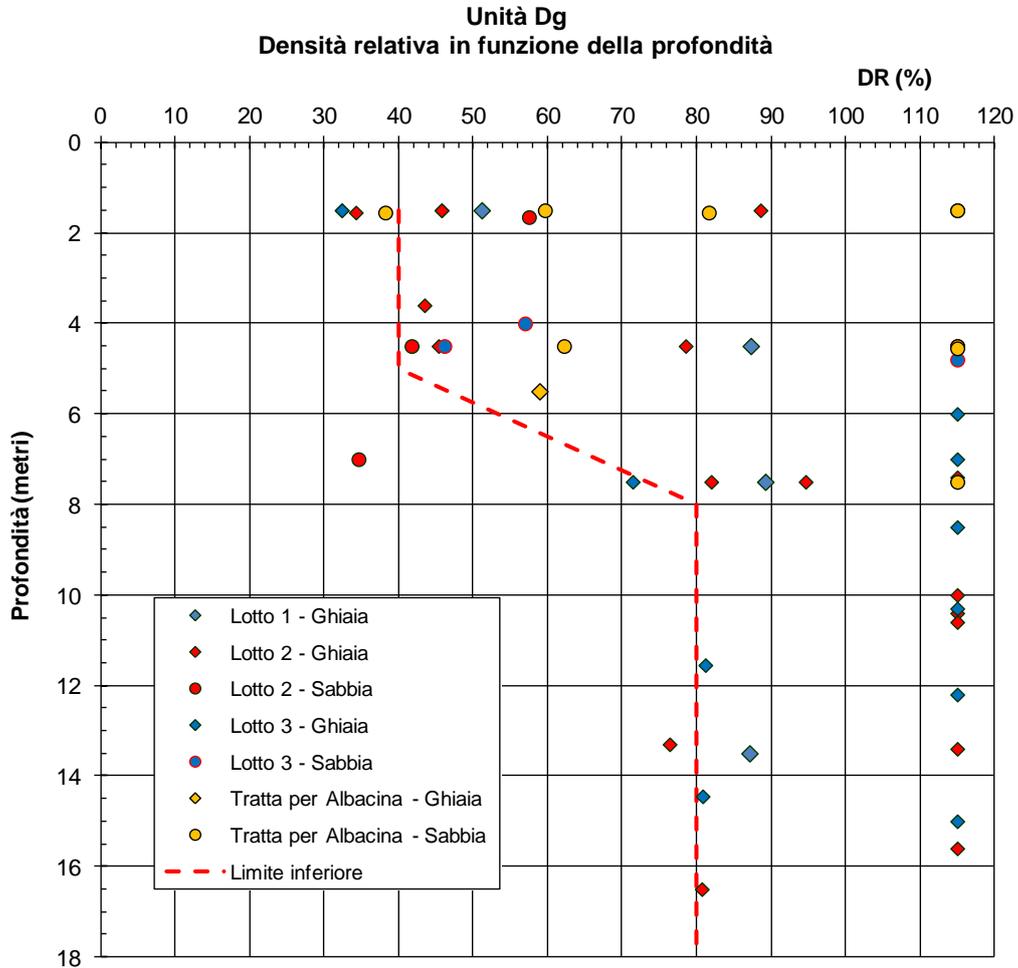


figura 10.20: Densità relativa in funzione della profondità (Skempton 1986)

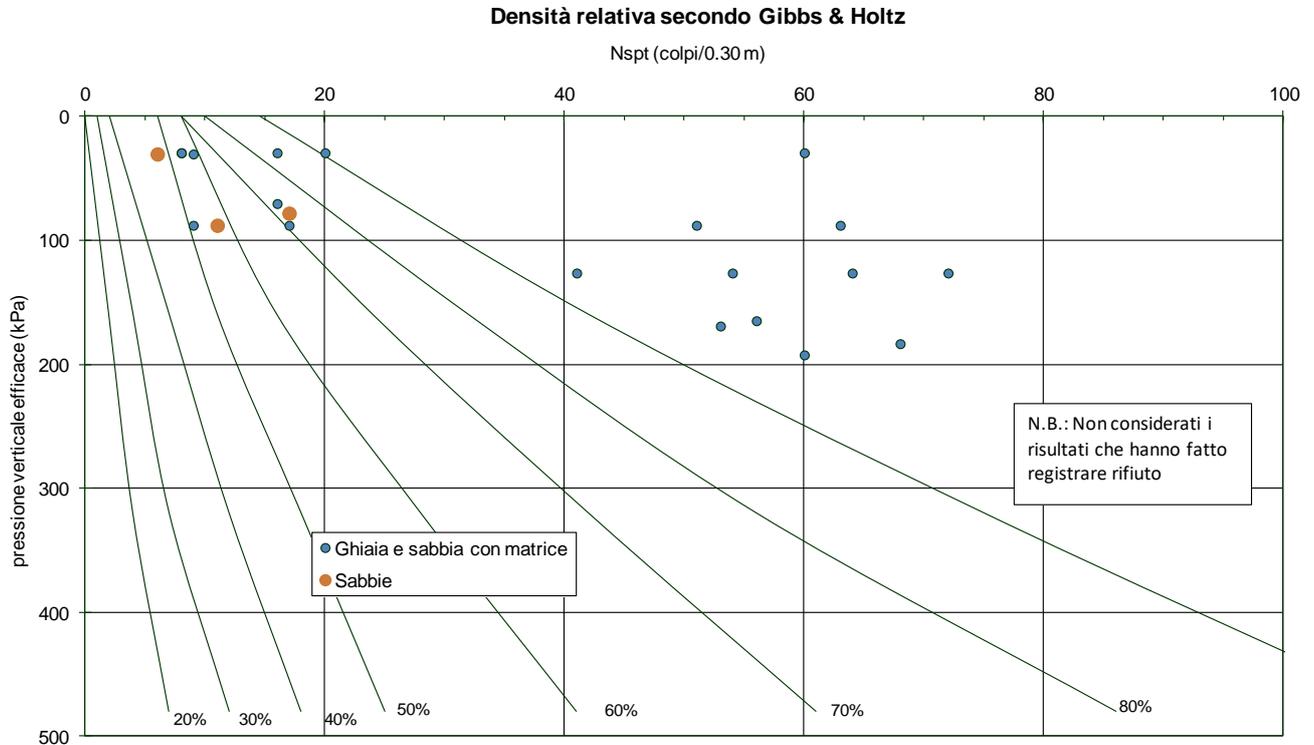


figura 10.21: Relazione N_{SPT} - Densità relativa (Gibbs&Holtz 1959)

Dal confronto fra il grafico di figura 10.20 e la figura 10.21 emerge che la correlazione di Skempton, molto più articolata della semplice correlazione di Gibbs ed Holtz, risulta anche più cautelativa, ma i risultati sono comunque confrontabili.

10.2.4. Resistenza al taglio

Per determinare la resistenza al taglio dei materiali granulari si è fatto riferimento alle indicazioni di Schmertmann (1975, Rif. [20]), per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco φ'_p in funzione della densità relativa e del tipo di terreno (paragrafo 7.2). Con riferimento ai valori di densità relativa di cui alla figura 10.20 si possono valutare i seguenti valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco:

- livelli sabbiosi con DR = 40 %: facendo riferimento alla linea relativa alla sabbia media uniforme si ha $\varphi'_p = 37^\circ$
- livelli sabbiosi con DR = 80 %: facendo riferimento alla linea relativa alla sabbia media uniforme si ha $\varphi'_p = 40^\circ$
- livelli ghiaiosi con DR = 40 %: facendo riferimento alla sabbia e ghiaia poco limosa si ha $\varphi'_p = 41^\circ$
- livelli ghiaiosi con DR = 80 %: facendo riferimento alla sabbia e ghiaia poco limosa si ha $\varphi'_p = 44^\circ$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

Per le analisi che richiedano un riferimento non ad un valore di picco ma ad un valore operativo dell'angolo di resistenza al taglio, si preferisce fare riferimento alla correlazione del NavFac (1986, Rif. [21], figura 7.1).

Nel grafico le linee a tratto continuo sub verticali rappresentano i diversi tipi di terreno come definiti dalla "Unified Soil Classification System" mentre le linee tratteggiate rappresentano la densità relativa del terreno. Utilizzando tale grafico si può valutare:

- livelli sabbiosi con DR = 40 %: utilizzando la linea relativa alle sabbie ben assortite (SW) ed interpolando fra le densità relative del 25÷50 % si ha $\varphi' = 32^\circ$
- livelli sabbiosi con DR = 80 %: utilizzando la linea relativa alle sabbie ben assortite (SW) e facendo riferimento per semplicità alla linea della densità relative del 75 % $\varphi' = 37^\circ$
- livelli ghiaiosi con DR = 40 %: utilizzando la linea relativa alle ghiaie ben assortite (GW) ed interpolando fra le densità relative del 25÷50 % si ha $\varphi' = 34^\circ$
- livelli ghiaiosi con DR = 80 %: utilizzando la linea relativa alle ghiaie ben assortite (GW) e facendo riferimento per semplicità alla linea della densità relative dell'80 % si ha $\varphi' = 40^\circ$

Questi valori sono stati confrontati con i risultati delle prove dilatometriche, i cui risultati sono riportati nella figura 10.22.

Dal grafico risulta come entro i primi 10 m dalla superficie tutti i valori si collocano fra 35° e 40° , mentre al di sotto di questa profondità i valori si collocano fra 32° e 35° . Questi valori appaiono congruenti con quelli attribuiti a questi materiali sulla base dei risultati SPT, tenendo conto che in mancanza di granulometrie effettuate in corrispondenza delle prove, così come per le prove SPT, non è possibile stabilire con certezza ciascuna prova in che tipo di materiale sia stato effettuato ed in che misura fossero presenti le diverse componenti, ghiaia, sabbia e riempimento fine.

Unità Dg - Angolo di attrito ϕ' da prove dilatometriche

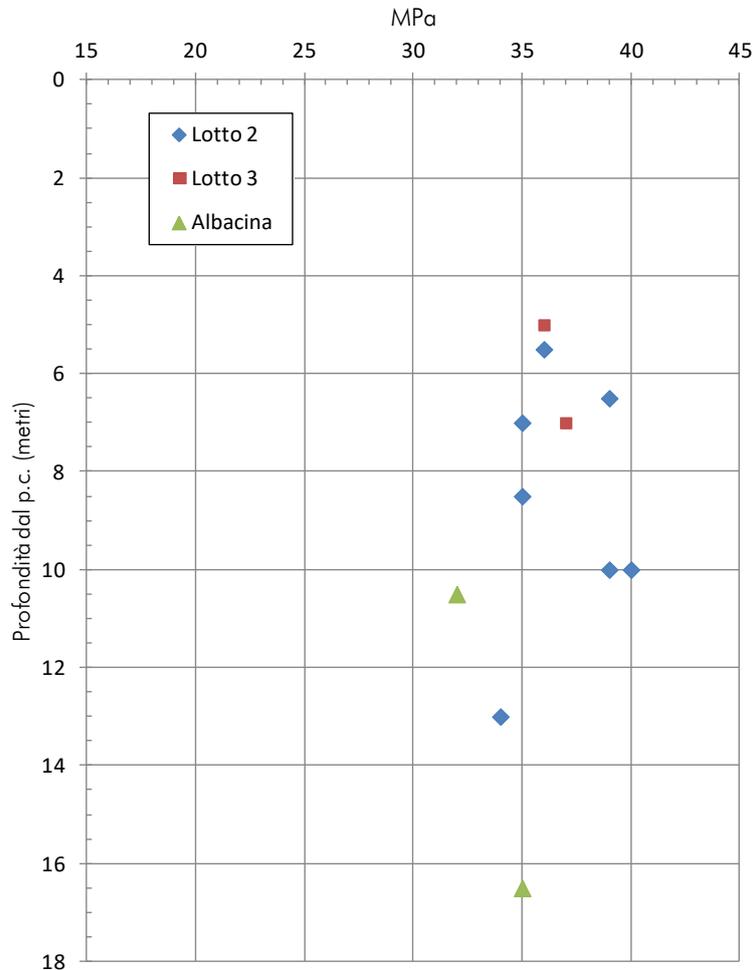


figura 10.22: Angolo di attrito da prove dilatometriche

I risultati sono quindi del tutto concordanti con quanto desunto dalle prove SPT tramite la densità relativa, particolarmente nella fascia superiore fino a 10 m, dove i risultati oscillano fra $35^{\circ} \div 40^{\circ}$, mentre al di sotto di questa profondità i valori tendono a collocarsi fra i $32^{\circ} \div 35^{\circ}$. Si ritiene tuttavia che ciò possa anche dipendere dal fatto che queste prove sono effettuate al di sotto del livello di falda, e non tanto per la presenza della falda in sé, che è neutra ai fini della valutazione dell'angolo di attrito, ma per la preparazione del foro che, operando al di sotto della falda e ritirando la tubazione di rivestimento, può verosimilmente avere prodotto un certo allentamento del materiale e conseguente sottostima dell'angolo di attrito.

10.2.5. Modulo a piccole deformazioni

Il modulo elastico a piccole deformazioni E_0 è stato desunto dai risultati delle prove Down Hole effettuate in corrispondenza di alcune verticali di sondaggio. I risultati di queste prove sono diagrammati nelle figura 10.23 e figura 10.24.

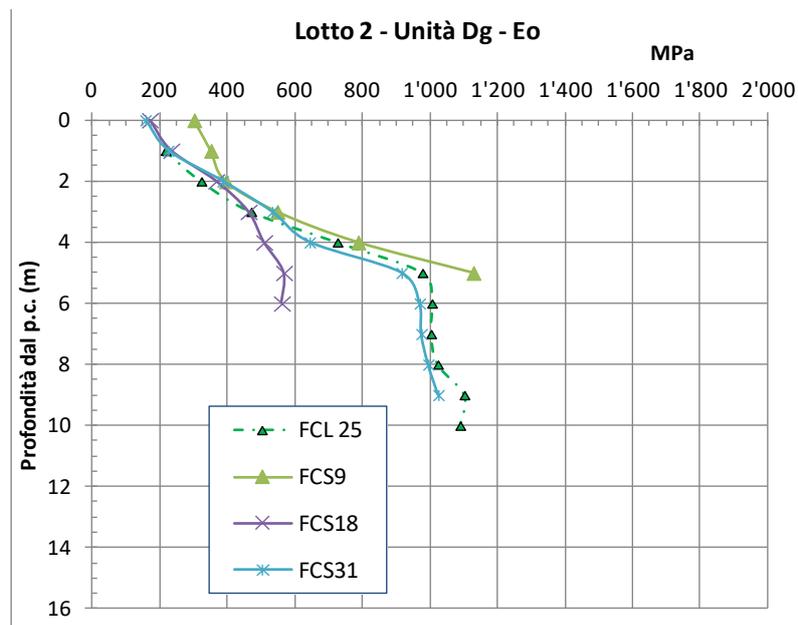


figura 10.23: Lotto 2 – Prove DH - Andamento di E_0 con la profondità

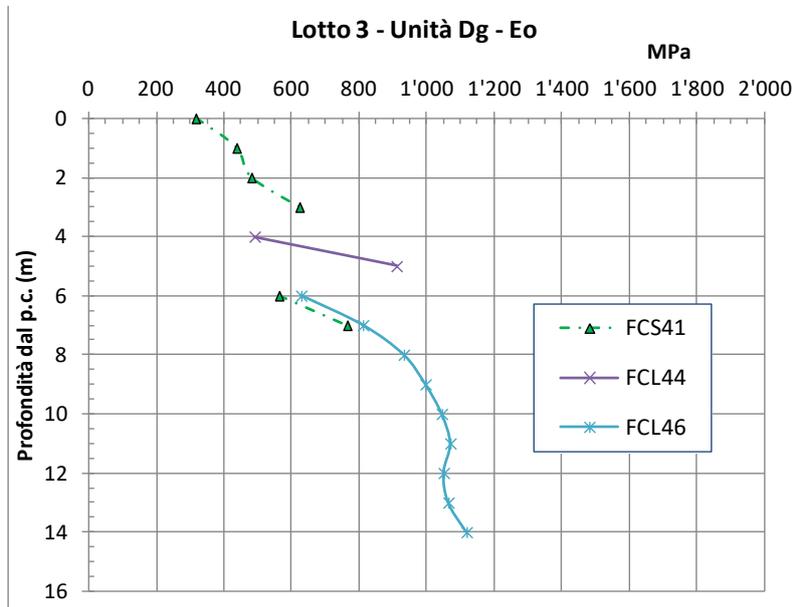


figura 10.24: Lotto 3 – Prove DH - Andamento di E_0 con la profondità

In entrambe è evidente un andamento crescente con la profondità, quasi lineare nell'ambito delle profondità interessate, ed anche, quanto meno nella fascia comune fino ai 10÷12 m, coerenti fra i due lotti esaminati.

Si riscontrano valori intorno ai 250÷300 MPa in superficie, che raggiungono circa i 1'000 MPa intorno ai 10 m.

10.2.6. Modulo di deformabilità operativa

L'analisi del modulo di deformabilità operativa è stato effettuato tramite 3 diversi approcci:

- in base al modulo a piccole deformazioni ridotto come indicato nel paragrafo 7.4.1;
- in base alla densità relativa, ed in definitiva in base ai risultati SPT secondo le indicazioni di Berardi e Lancellotta (Rif. [22]) così come espone nel paragrafo 7.4.2;
- in base ai risultati delle prove dilatometriche.

Con riferimento al primo approccio nella figura 10.25 e figura 10.26 sono diagrammati i valori del modulo operativo utilizzabile per il calcolo dei cedimenti di fondazioni e rilevati ($E_{op,2}$).

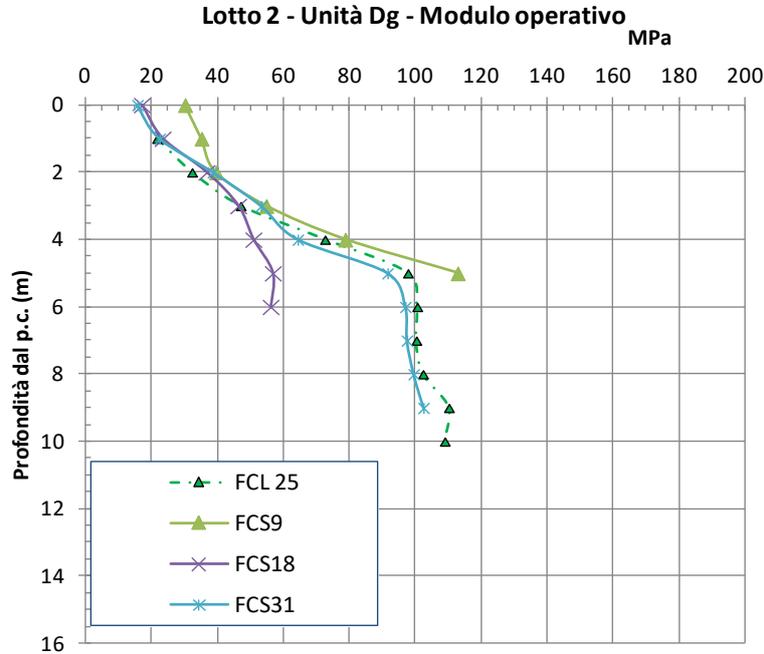


figura 10.25: Lotto 2 –Andamento di $E_{op,2}$ con la profondità

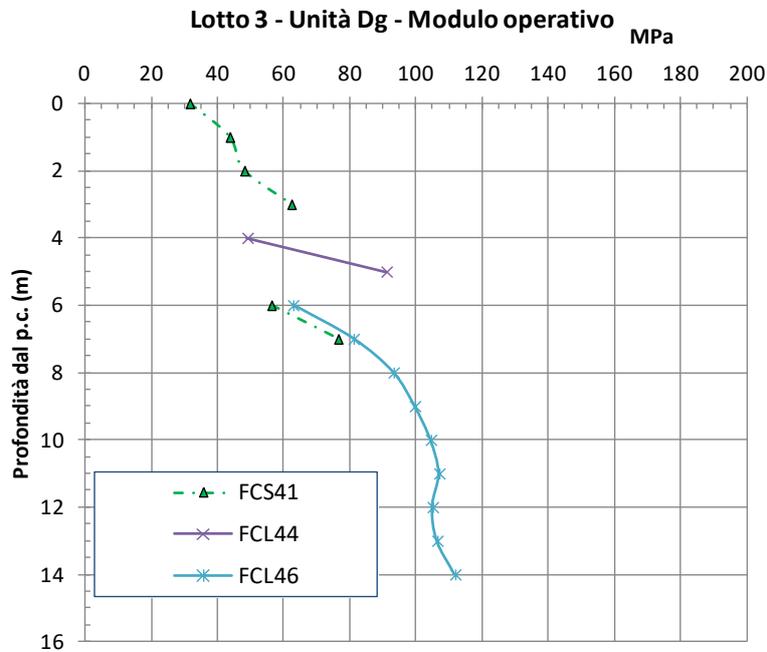


figura 10.26: Lotto 3 –Andamento di $E_{op,2}$ con la profondità

Il secondo approccio, sulla base dei valori SPT si è basato sull'andamento della densità relativa desunto dalle prove SPT diagrammato nella figura 10.20, ed alla relazione di questa con il parametro $K_{E(0.1)}$ riportata nella figura 7.2. Da questi elementi si desumono i seguenti valori:

Profondità dal p.c.	$K_{E(0.1)}$
da 0.0 m a 5.0 m	400
da 5.0 m a 8.0 m	linearmente crescente da 400 a 750
oltre 8.0 m	750

Assumendo, a titolo di esempio, una profondità della falda di 4.0 m dal piano campagna, in base a questi parametri si ottiene l'andamento del modulo di compressibilità E in funzione della profondità esemplificato nella figura 10.27.

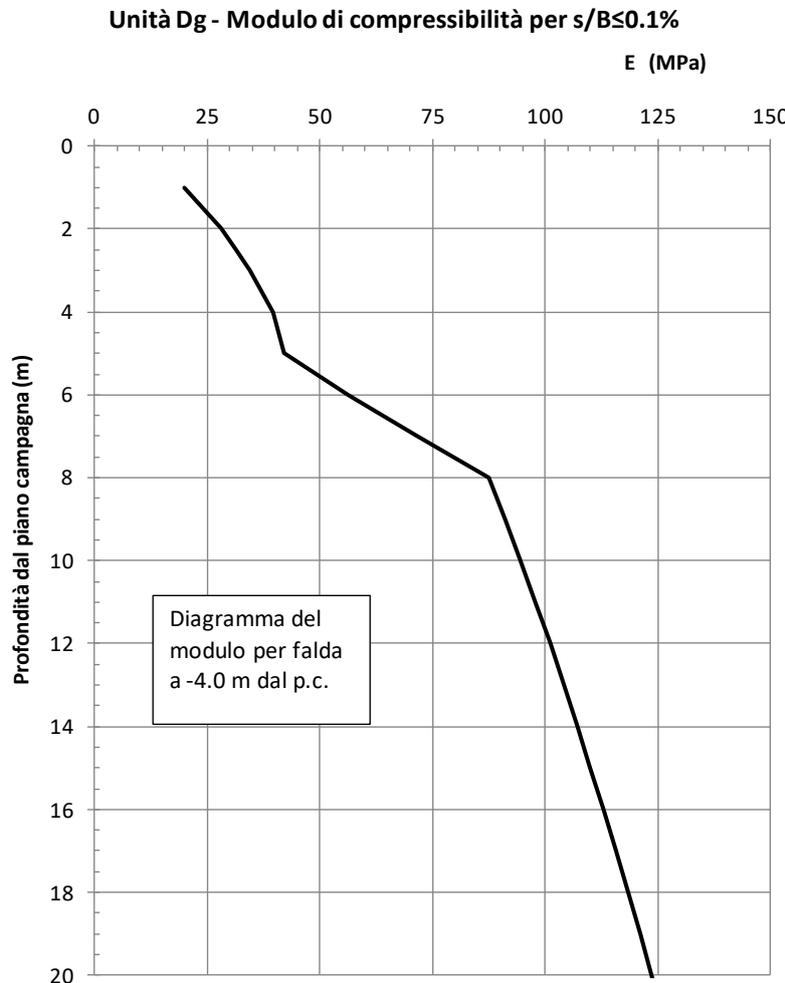


figura 10.27: Modulo di compressibilità per $s/B \leq 0.1\%$

Nella seguente figura 10.28 è diagrammato il modulo elastico desunto dalle prove dilatometriche, indicato come terzo approccio alla stima del modulo operativo. In questa figura i valori da prove dilatometriche sono stati confrontati con l'approccio basato sulla densità relativa di Berardi e Lancellotta.

Unità Dg - Modulo elastico da prove dilatometriche

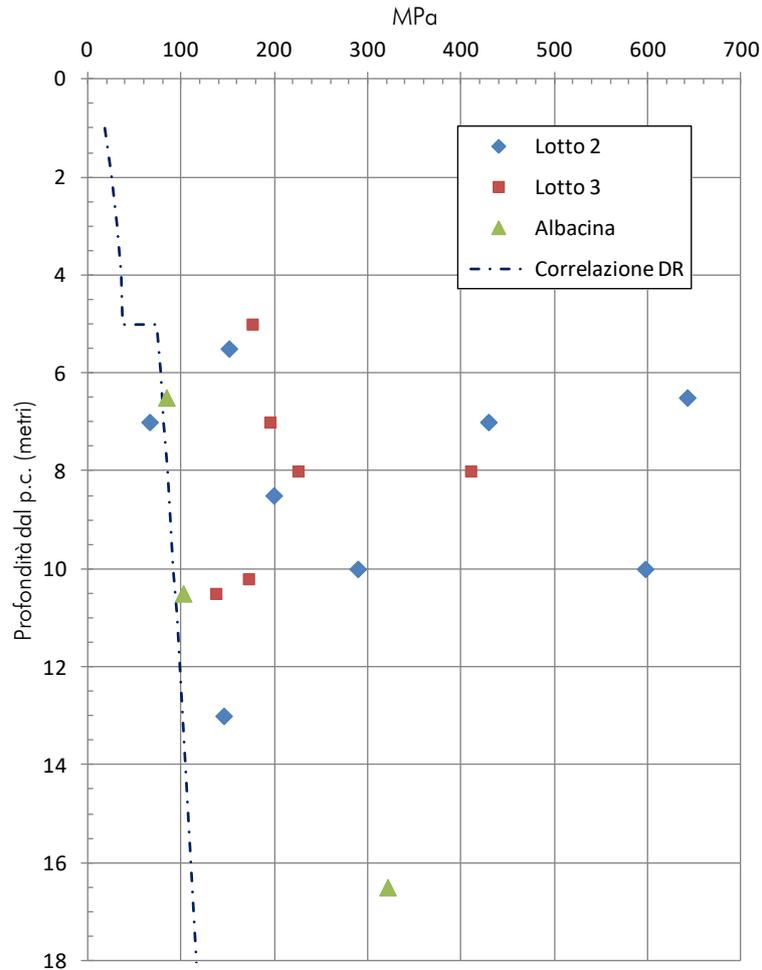


figura 10.28: Modulo elastico da prove dilatometriche

Si precisa che nella figura si è tenuto fuori, al fine di rendere più leggibili tutti gli altri risultati, quello relativo al sondaggio FCL42 a profondità di 11.50 m che ha fatto registrare un valore anomalo, molto più elevato degli altri, pari a $E = 1'598$ MPa. Tale anomalia potrebbe dipendere dal fatto che la prova è stata condotta immediatamente a contatto con il tetto della formazione delle Argille Azzurre.

Ciò premesso, si nota una certa dispersione dei risultati, cosa a suo modo in linea con quanto già osservato circa la variabilità insita in questi materiali, che tuttavia si addensano nell'intervallo fra la curva delineata dalla correlazione nella precedente figura 10.27, qui tratteggiata in figura, ed un valore di circa 200 MPa.

Nelle figura 10.29 e figura 10.30 si sono confrontati infine i valori del modulo $E_{op,2}$ con la correlazione di Lancellotta e Berardi (Rif. [22]).

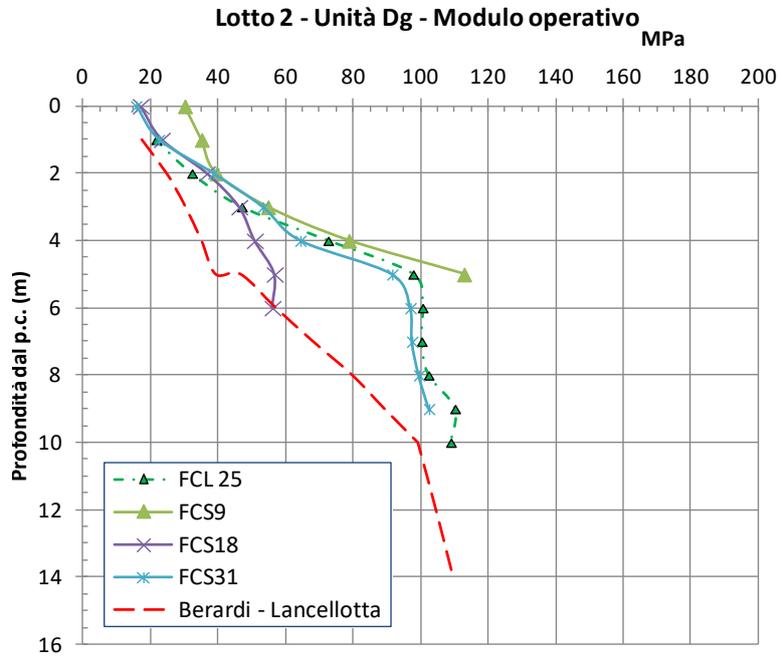


figura 10.29: Confronto con correlazione Berardi Lancellotta (Rif. [22])

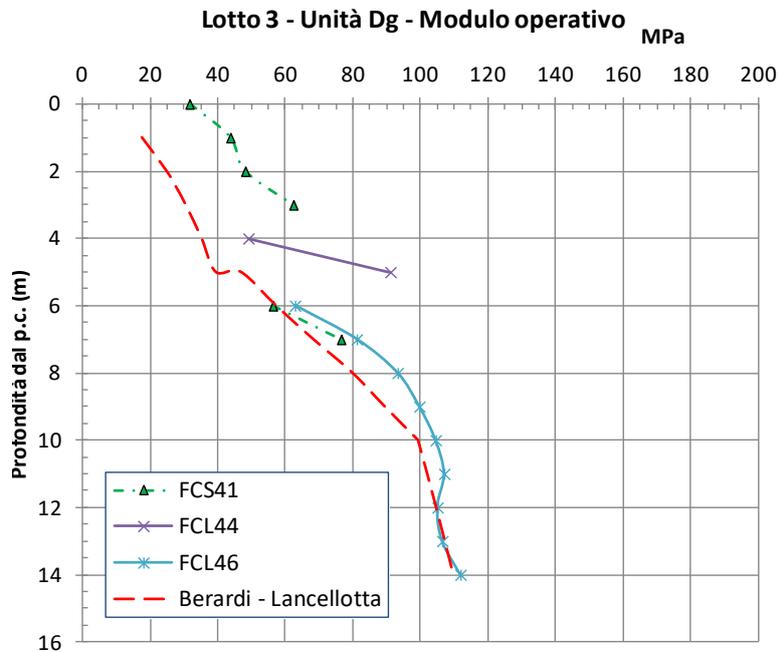


figura 10.30: Confronto con correlazione Berardi Lancellotta (Rif. [22])

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	86 di 211

Anche in questo caso il raffronto fra i due diversi approcci appare decisamente positivo.

10.3. Sintesi dei parametri geotecnici Unità Dc e Dg

10.3.1. Unità geotecnica Dc

Si riassumono qui di seguito le caratteristiche prevalenti riscontrate nell'unità geotecnica Dc:

• Limite di liquidità	20÷50 %	
• Indice plastico	4÷25 %	
• Contenuto d'acqua	10÷25 %	
• Indice di consistenza	0.8÷1.4	
• Grado di saturazione	85÷100 %	
• Peso di volume naturale	19÷20 kN/m ³	
• Peso di volume secco	15÷17 kN/m ³	
• permeabilità	10 ⁻⁶ ÷10 ⁻⁷ m/s	
Modulo edometrico	$E_{Ed} = 10\div 13$ MPa	per $z \leq 4.0$ m dal p.c.
	$E_{Ed} = 6\div 11$ MPa	per $z > 4.0$ m dal p.c.
Pressione di consolidazione	PC = 200÷400 kPa	
Coefficiente di consolidazione	$c_v = 1.5 \times 10^{-4} \div 1.3 \times 10^{-3}$ cm ² /s	
Coefficiente di consolidazione secondaria	$c_{\alpha} = 1.0 \times 10^{-3} \div 2.2 \times 10^{-3}$	
Permeabilità	$k_v = 1.7 \times 10^{-9} \div 5.0 \times 10^{-9}$ cm/s	
Resistenza in termini di sforzi efficaci	$\varphi' = 26^{\circ} - 28^{\circ}$	$c' = 0$ kPa
	$\varphi' = 25^{\circ} - 26^{\circ}$	$c' = 3$ kPa
Resistenza in condizioni non drenate	$c_u = 130$ kPa	per $z \leq 4.0$ m dal p.c.
	$c_u = 80$ kPa	per $4.0 \text{ m} > z \leq 8.0$ m dal p.c.
	$c_u = 60$ kPa	per $z > 8.0$ m dal p.c.
Modulo in condizioni non drenate	$E_u = 100\div 45$ MPa	per $z \leq 4.0$ m dal p.c.
	$E_u = 65\div 28$ MPa	per $4.0 \text{ m} > z \leq 8.0$ m dal p.c.
	$E_u = 50\div 20$ MPa	per $z > 8.0$ m dal p.c.

Si sottolinea la probabilità, già espressa nei capitoli precedenti, che i valori relativi alle caratteristiche edometriche e di resistenza al taglio emersi dalle indagini possano sottovalutare le caratteristiche meccaniche dei terreni in sito, particolarmente per quanto riguarda i coefficienti di consolidazione, che non tengono conto della condizione prevalente di terreni non saturi di questi materiali.

10.3.2. Unità geotecnica Dg

Per quanto riguarda i materiali granulari si assumeranno i seguenti parametri geotecnici:

peso di volume naturale	$\gamma = 19.5 \div 20 \text{ kN/m}^3$	
peso di volume naturale sommerso	$\gamma = 10 \div 10.5 \text{ kN/m}^3$	
densità relativa	DR = 40 %	per $z \leq 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	DR = da 40 ÷ 80 %	crescente da 5.0 m a 8.0 m
	DR = 80 %	per $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
permeabilità	$k = 1 \times 10^{-5} \div 3 \times 10^{-4} \text{ m/s.}$	
angolo di attrito	$\varphi' = 32^\circ - 34^\circ$	con $z \leq 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
	$\varphi' = 37^\circ - 40^\circ$	con $z > 5.0 \text{ m}$ dal p.c.
Modulo a piccole deformazione	$E_0 = 250 \div 600 \text{ MPa}$	crescente da 0 a 4.0 m dal p.c.
	$E_0 = 600 \div 1'000 \text{ MPa}$	crescente da 4 m a 10 m dal p.c.
	$E_0 = 1'000 \text{ MPa}$	oltre 10 m dal p.c.
Modulo operativo	$E_{op,1} = E_0 / 5$	per opere di sostegno e fondazioni
	$E_{op,2} = E_0 / 10$	per calcolo dei cedimenti dei rilevati

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 88 di 211

11. UNITÀ CL – FORMAZIONI CALCAREE

Come già anticipato le formazioni lapidee presenti nell'area interessata dal progetto sono calcari e marne. Tali formazioni non sussistono in natura solo in forma "pura", ma vi sono, senza soluzione di continuità formazioni a composizione intermedia, in ragione delle piccole mutazioni che possono essersi verificate durante la fase di deposizione di questi materiali. Pertanto è possibile incontrare livelli anche marnosi in una formazione prevalentemente calcarea e viceversa. Ciononostante, per chiarezza espositiva e sulla base dei risultati delle prove in sito e di laboratorio, si è comunque proceduto in questa distinzione. considerando all'interno della unità geotecnica CL le seguenti formazioni geologiche presenti nei tratti non in galleria.

Formazione	Sigla
Corniola	COI
Argille Azzurre (limitatamente ai livelli arenacei)	FAA2
Maiolica	MAI
Calcarea massiccio del M. Nerone (membro inferiore ciclotimico)	MAS2
Calcari a Posidonia	POD
Scaglia Rossa (membro inferiore)	SAA1
Scaglia Rossa (membro intermedio)	SAA2
Scaglia Rossa (membro superiore)	SAA3
Scaglia Bianca	SBI
Scaglia Variegata	VAS

tabella 11-1 Formazioni geologiche corrispondenti all'unità geotecnica CL

11.1. Parametri roccia intatta

11.1.1. Peso di volume

I valori del peso di volume dei campioni di roccia esaminati sono riportati nella seguente figura 11.1

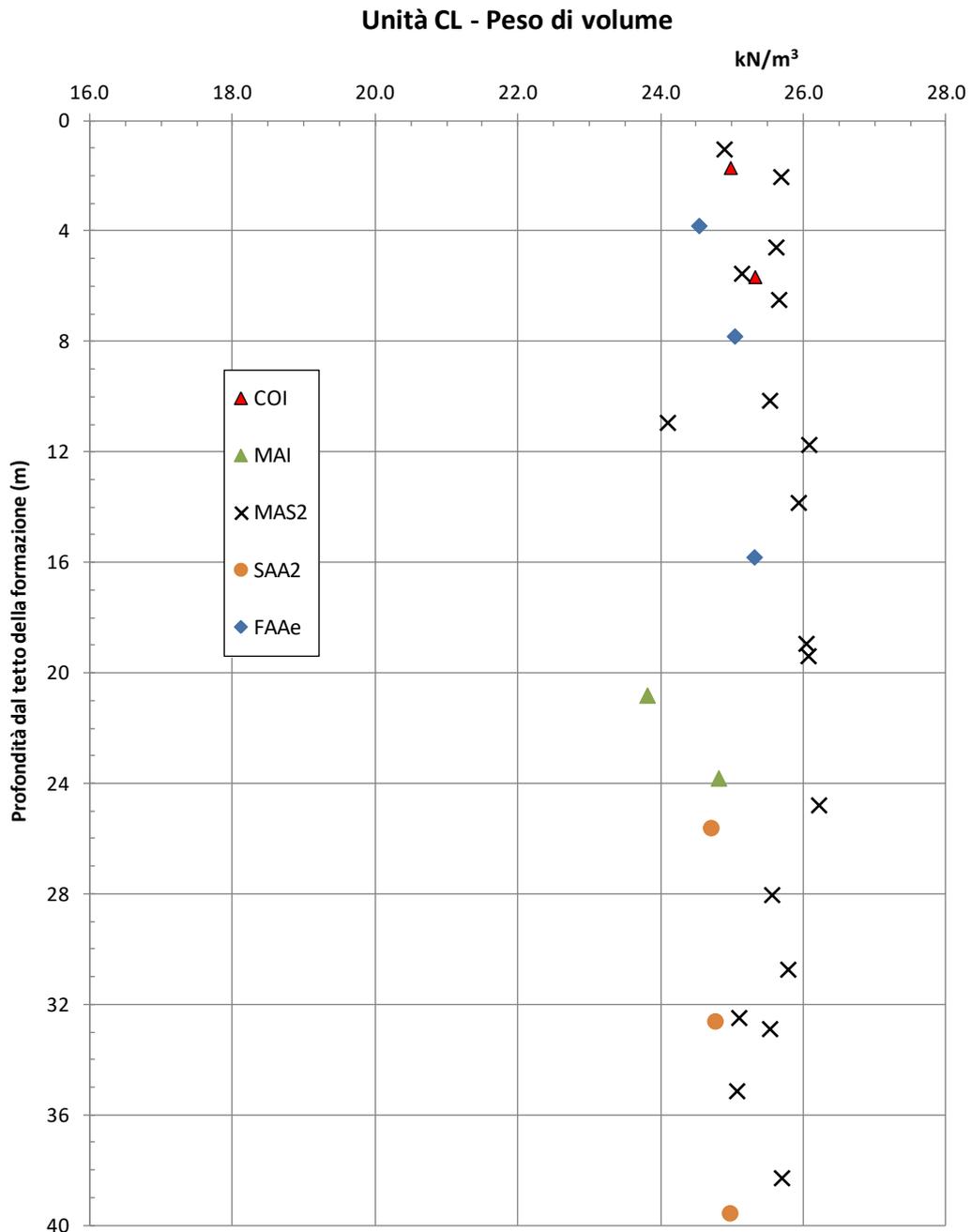


figura 11.1: Peso di volume per le diverse formazioni geologiche dell'unità CL

I valori del peso di volume oscillano fra 24÷26 kN/m³ con un valore medio di 25.2 kN/m³.

11.1.2. Resistenza a compressione

La resistenza a compressione delle rocce calcaree è stata provata mediante n. 29 prove di compressione monoassiale con rilievo della curva carico-cedimento, e mediante n. 38 serie di test Point Load. Tali risultati sono presentati rispettivamente nella seguente figura 11.2 in funzione della profondità valutata dal tetto della formazione.

Unità CL - Resistenza a compressione

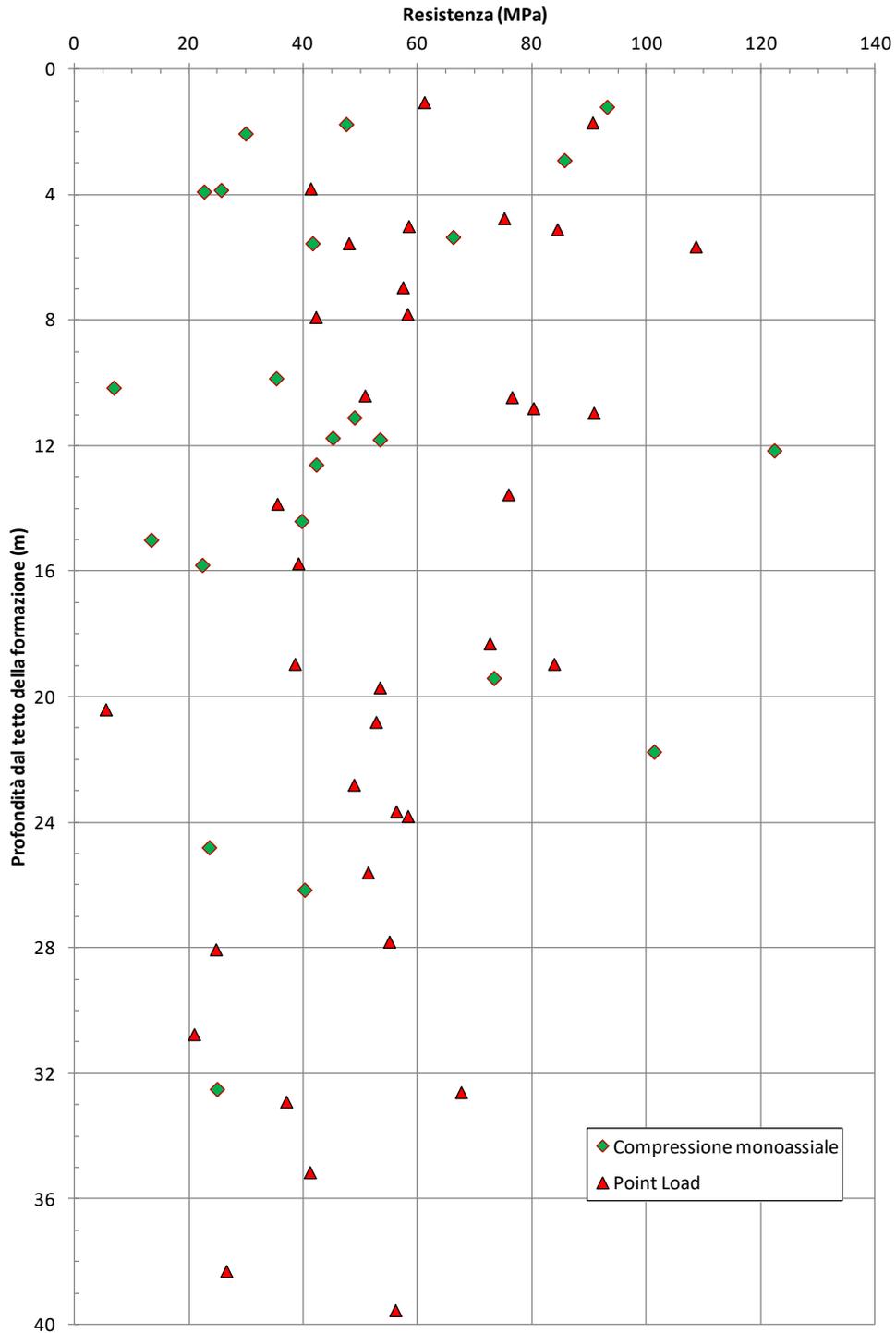


figura 11.2: Resistenza a compressione monoassiale

In questo grafico si osserva la grande dispersione dei risultati, inoltre i risultati delle prove di compressione monoassiale e Point Load siano fra loro molto paragonabili e si distribuiscono comunque entro i medesimi limiti. Ciò indica che la correlazione per valutare la resistenza a compressione in base ai risultati della prova Point Load risulta per questi materiali valida.

Gli stessi valori di resistenza relativi alle formazioni calcaree sono rappresentati nelle seguenti figura 11.3 e figura 11.4, riferite una alle prove di compressione monoassiale e l'altra alle prove Point Load, suddivise però in base alla formazione geologica di appartenenza al fine di approfondire la valutazione circa la assimilabilità di queste formazioni geologiche in una unica unità geotecnica.

Unità CL - Resistenza a compressione monoassiale

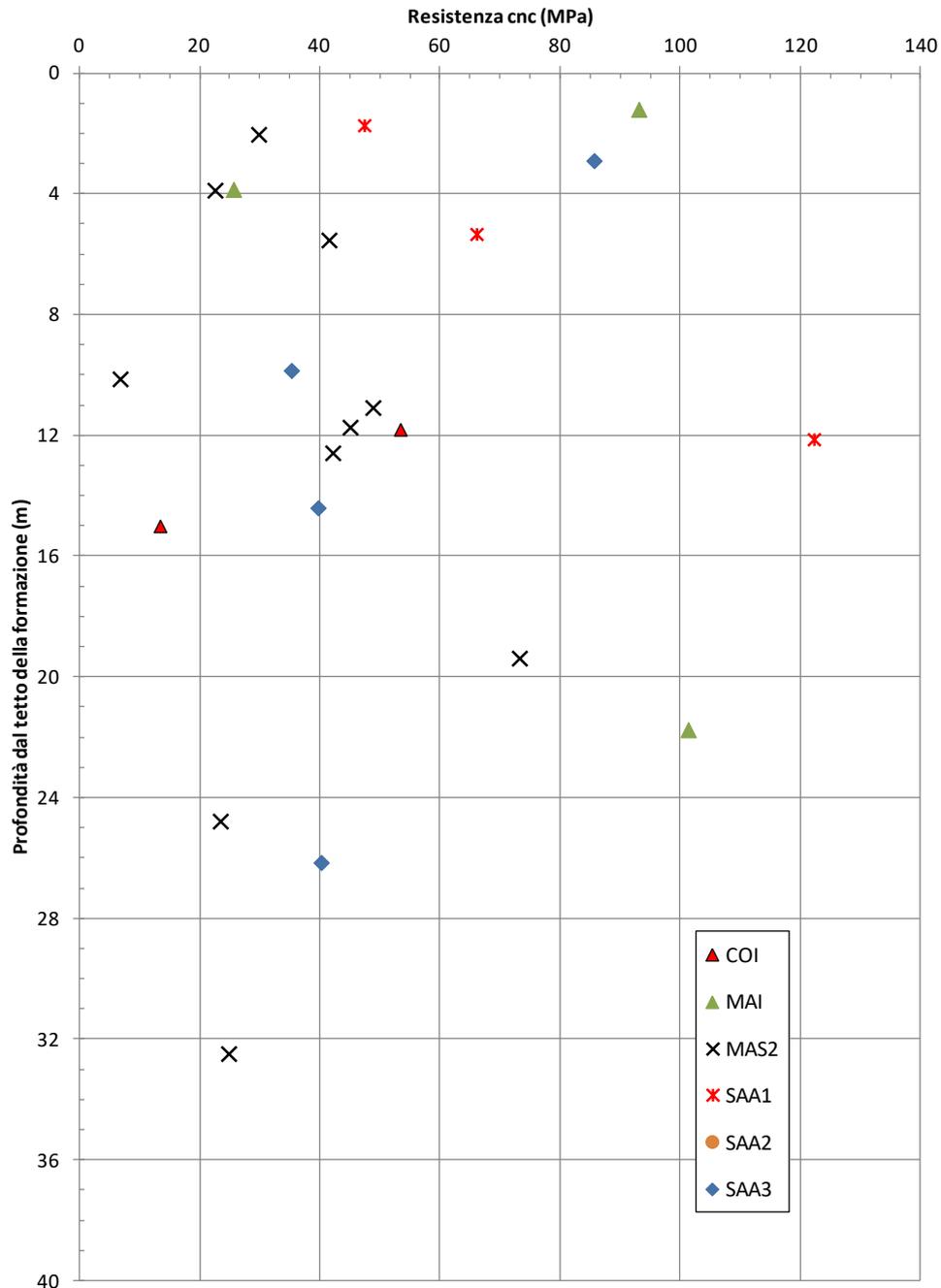


figura 11.3: Resistenza a compressione materiali calcarei per formazione

Unità CL - Resistenza da prove Point Load

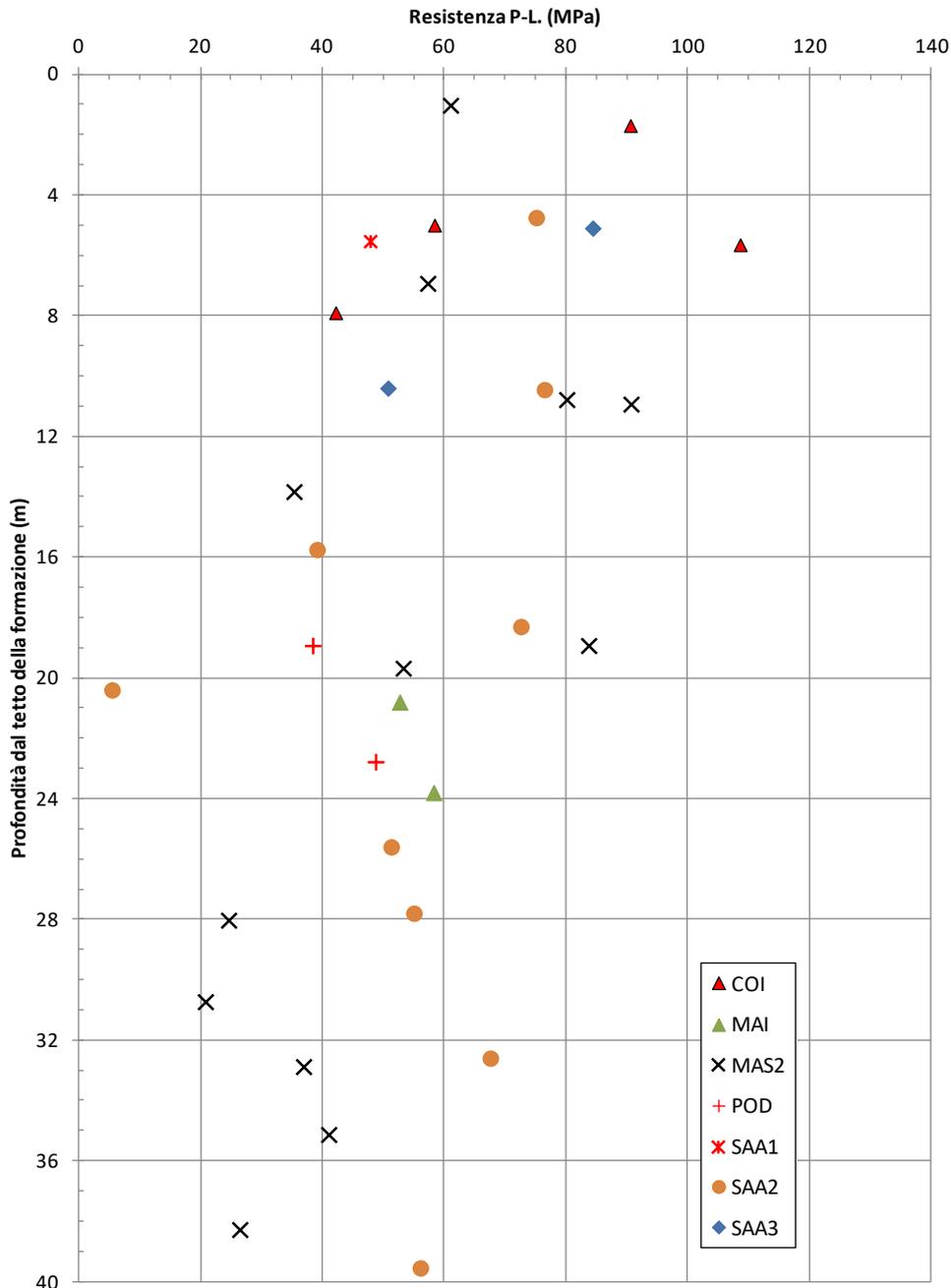


figura 11.4: Resistenza Point Load materiali calcarei per formazione

Per cercare di rendere più chiara la lettura dei risultati questi sono stati divisi in classi di resistenza e si è prodotto un istogramma che rappresenta la frequenza dei risultati per ciascuna classe di resistenza. Tali istogrammi sono presentati in figura 11.5 per le prove di compressione monoassiale ed in figura 11.6 per le prove Point Load.

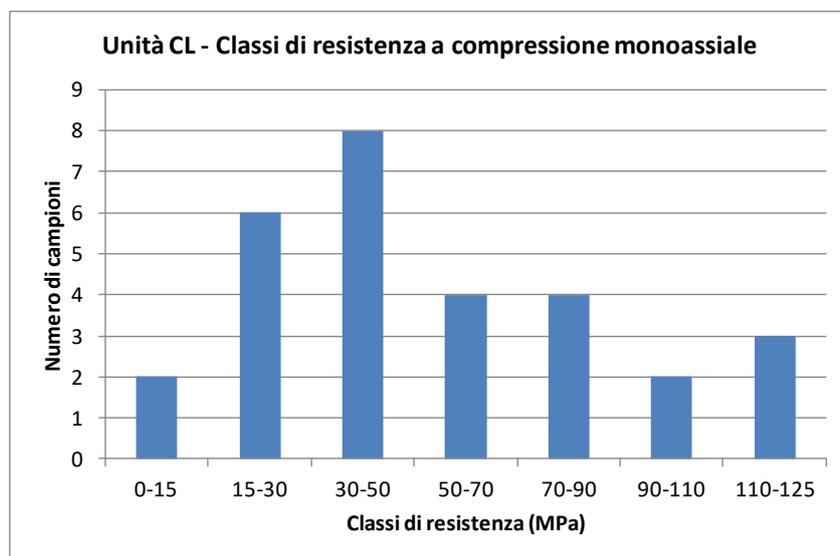


figura 11.5: Compressione monoassiale – Numero di risultati per classe di resistenza

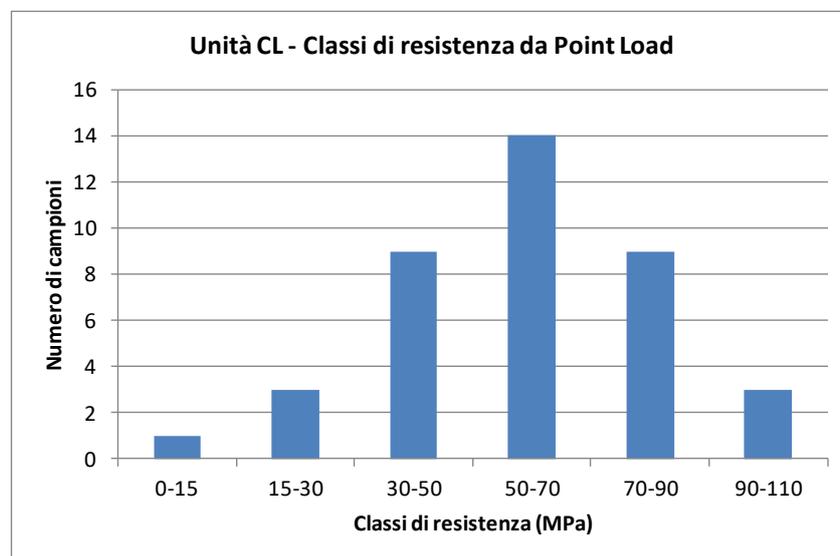


figura 11.6: Point Load – Numero di risultati per classe di resistenza

Dai grafici appare che le prove di compressione monoassiale hanno la massima frequenza di risultati nel campo 30÷50 MPa, con una frequenza alta anche nel campo 10÷30 MPa, bilanciata tuttavia da un numero superiore di risultati nelle classi a resistenza più alta. Le prove Point Load hanno invece il loro massimo di frequenza nell'intervallo 50÷70 MPa, che risulta invece praticamente baricentrico. Considerando l'insieme dei risultati si ritiene come campo prevalente dei valori di resistenza della roccia l'intervallo:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 96 di 211

$$\sigma_{ci} = 30 \div 60 \text{ MPa}$$

11.1.3. Deformabilità

Sono state effettuate n. 29 prove di compressione monoassiale. Nel corso di queste prove è stato rilevato il diagramma carico – cedimento e sono stati calcolati il modulo secante in corrispondenza del carico pari al 50 % del carico di rottura ed il modulo tangente in corrispondenza del medesimo livello del carico. Tali moduli sono rappresentati nella figura 11.7.

L'insieme dei dati oscilla per lo più tra i 20÷50 GPa, con un addensamento dei valori fra 30÷45 GPa.

Unità CL - Modulo elastico

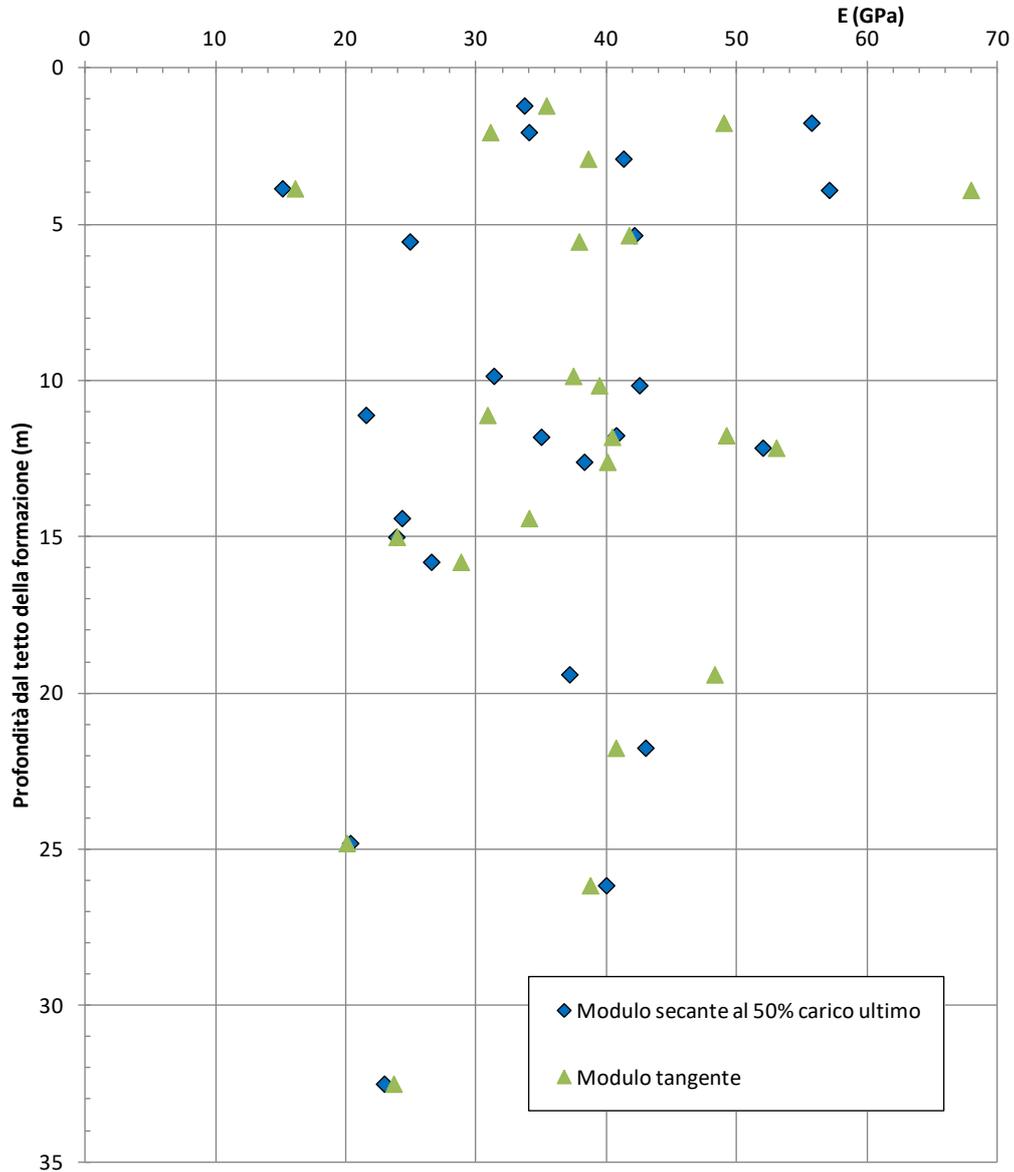


figura 11.7: Modulo elastico E_i formazioni calcaree

11.1.4. Velocità delle onde V_p e V_s nei provini di roccia

Sui campioni di roccia intatta sono state effettuate misure della velocità delle onde di pressione e di taglio V_p e V_s . I risultati di queste prove sono esposti nelle seguenti figura 11.8 e figura 11.9.

Velocità delle onde di pressione

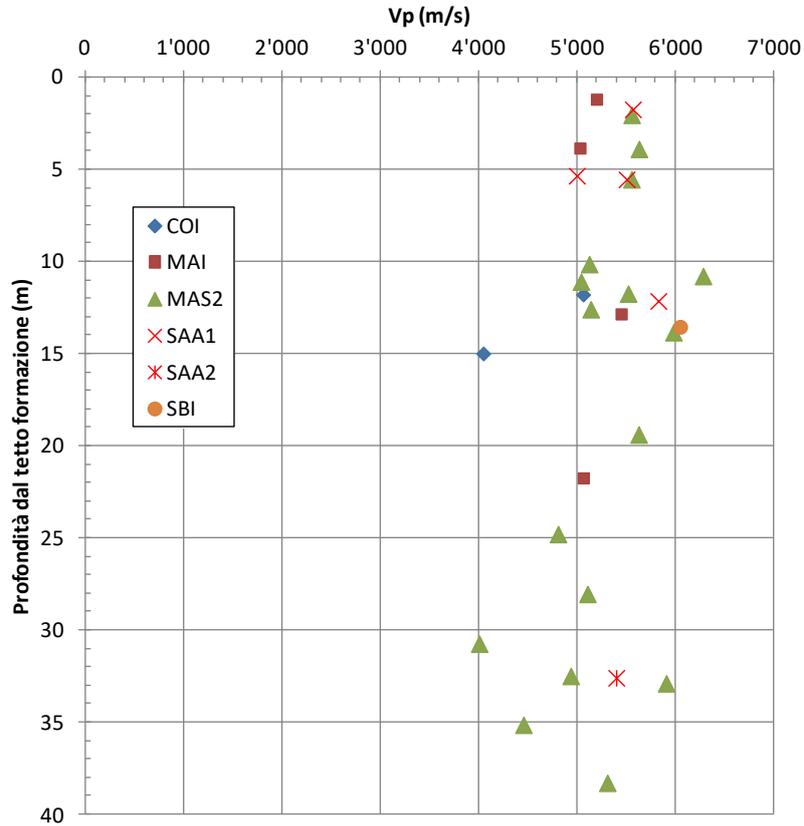


figura 11.8: Velocità delle onde V_p suddivise per formazione geologica

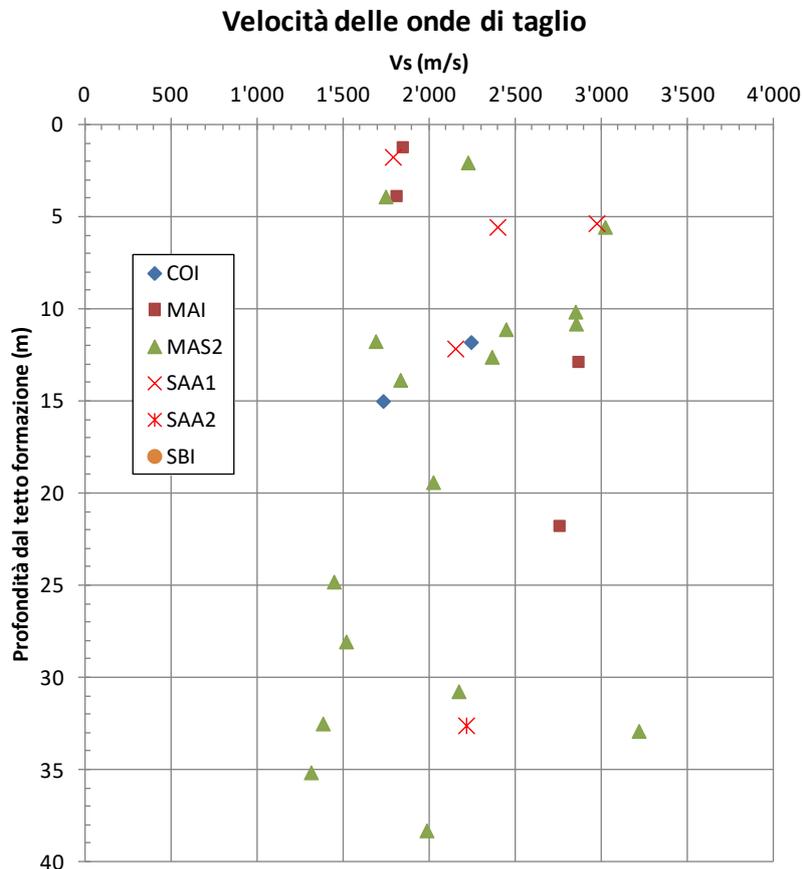


figura 11.9: Velocità delle onde V_s suddivise per formazione geologica

Dai grafici si nota che le onde di pressione, specie per i campioni più superficiali, sono comprese nell'intervallo 5'000÷6'000 m/s, mentre per la velocità delle onde di taglio si nota una maggiore dispersione dei risultati, prevalentemente compresi nell'intervallo 1'500÷3'000 m/s.

Dai dati non si evince nessuna differenza fra le diverse formazioni geologiche, ad ulteriore conferma della scelta di accoppiare tutti questi materiali in un'unica unità geotecnica.

11.1.5. Modulo elastico e di taglio a piccole deformazioni

Nelle figura 11.10 e figura 11.11 sono diagrammate le grandezze derivate dalla velocità delle onde sismiche di taglio, e cioè il modulo di taglio ed elastico a piccolissime deformazioni G_0 ed E_0 .

Per tali trasformazioni si è assunto per ciascuna formazione geologica un peso di volume medio nella formazione perché non sempre tale misura risultava disponibile per ciascun provino sottoposto alla misura della velocità delle onde di taglio. Il coefficiente di Poisson è invece quello determinato nel corso della prova sul medesimo campione.

I valori del peso di volume assunti per ciascuna formazione sono riportati nella seguente tabella 11-2.

Formazione	Peso di volume (kN/m ³)
COI	25.15
MAI	24.31
MAS2	25.54
SAA1	25.03
SAA2	24.87
SBI	25.15

tabella 11-2 Peso di volume assunto per le formazioni calcaree

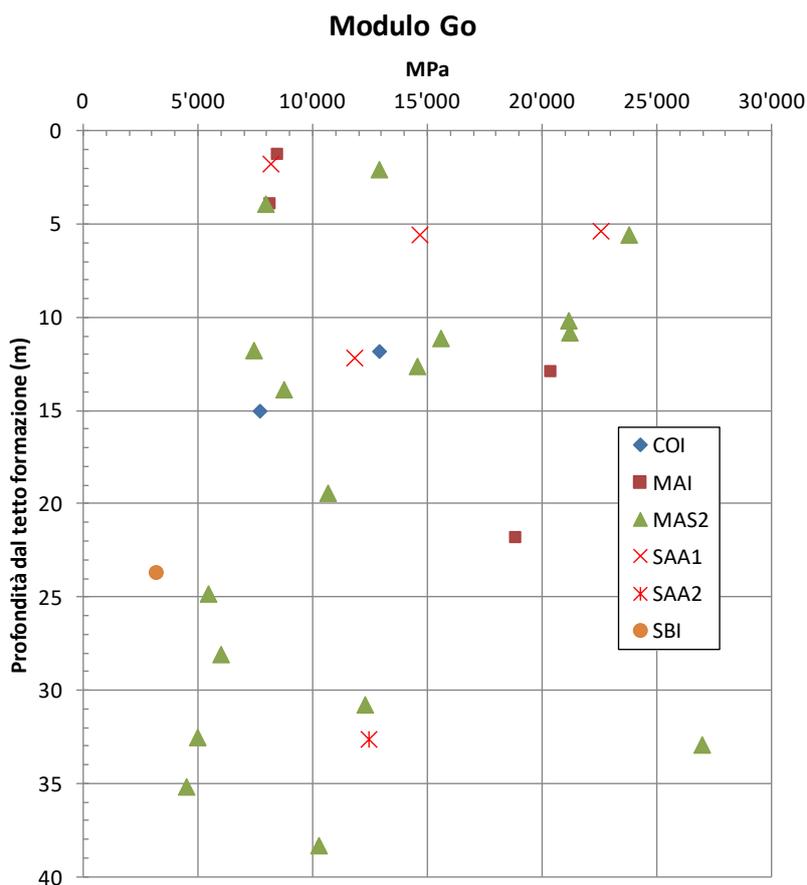


figura 11.10: Moduli di taglio G_0 suddivisi per formazione geologica

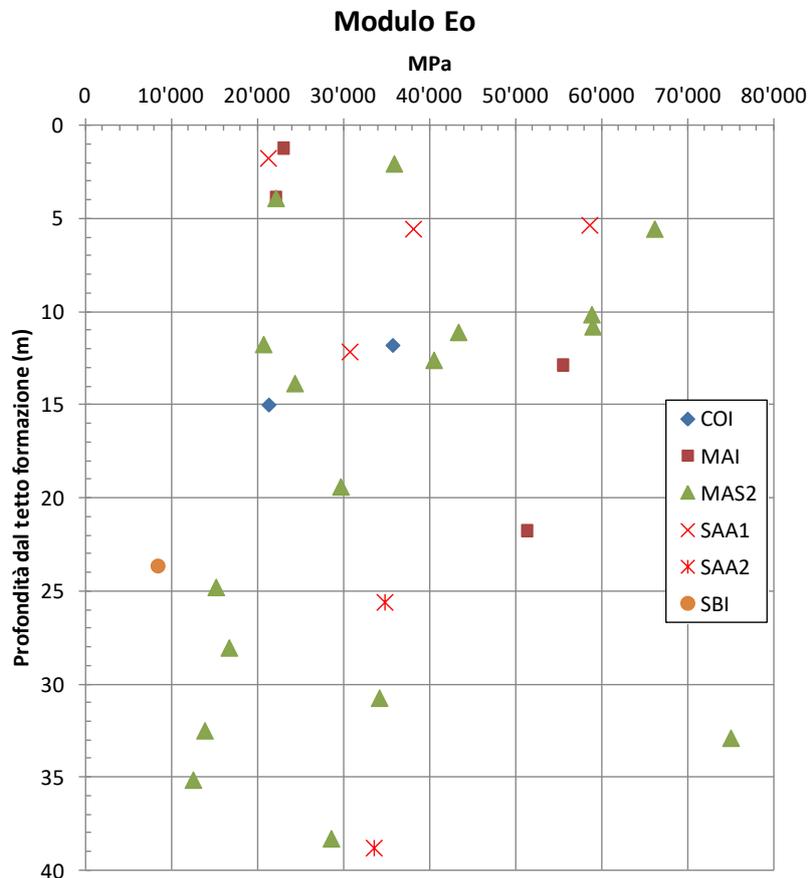


figura 11.11: Moduli elastici E₀ suddivisi per formazione geologica

Dalle due figure si evince una ampia dispersione dei dati, più accentuata nei campioni più profondi rispetto a quelli fino a circa 15÷20 m dal tetto della formazione. I valori del modulo di taglio G₀ in tale fascia superficiale oscillano per lo più fra i 7'500÷22'500 MPa mentre i moduli E₀ oscillano fra 20'000÷60'000 MPa.

A profondità maggiore lo spettro dei risultati si amplia leggermente rispetto a questi valori.

11.2. Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

11.2.1. Parametri geomeccanici

Lungo il tracciato ferroviario sono stati effettuati n. 14 rilievi geostrutturali completi e n. 54 rilievi speditivi "Waypoint" su emergenze lapidee per la determinazione dell'indice GSI, (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

In questo caso, essendo coinvolte nella determinazione del GSI anche elementi diversi dalla resistenza a compressione o la deformabilità di cui si è trattato con riferimento alla roccia intatta, si è preferito mantenere la suddivisione secondo le formazioni geologiche di appartenenza.

	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 102 di 211

I valori del GSI caratterizzante ciascuna formazione geologica sono riportati nella seguente tabella 11-3:

Formazione	Sigla	GSI
Corniola	COI	50±5
Maiolica	MAI	45±10
Calcere massiccio del M. Nerone	MAS2	55±5
Scaglia Rossa (membro inferiore)	SAA1	40±10
Scaglia Rossa (membro intermedio)	SAA2	45±5
Scaglia Rossa (membro superiore)	SAA3	45±5
Scaglia Bianca	SBI	40±5
Scaglia Variegata	VAS	35±5

tabella 11-3 Valori GSI per le formazioni calcaree presenti lungo il tracciato

11.2.2. Velocità delle onde di taglio

La velocità delle onde di taglio nell'ammasso è stata determinata mediante prove Down Hole nei fori di sondaggio. Ci si è limitati a considerare solo le prove Down Hole perché queste permettono una sicura attribuzione della velocità all'elemento stratigrafico.

I risultati di queste prove sono diagrammati nella seguente figura 11.12.

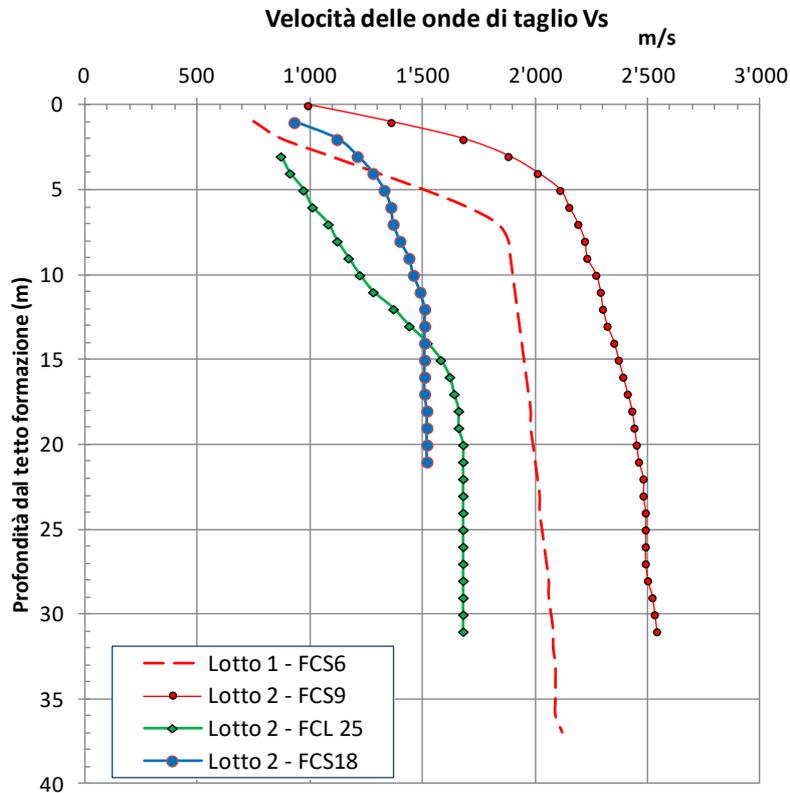


figura 11.12: Velocità delle onde di taglio da prove DH

Le velocità delle onde di taglio risultano, al di sotto dei primissimi metri dal tetto della formazione, compresi fra 1'500÷2'500 m/s.

11.2.3. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso

11.2.3.1. Secondo modello continuo equivalente

Questa valutazione fa riferimento al modello continuo equivalente sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) e aggiornato dallo stesso Hoek et al. nel 2002 e nel 2006 così come riassunto nel paragrafo 9.2.2.

Questo si basa sulla resistenza a compressione della roccia intatta σ_{ci} , sull'indice GSI, sulla costante del materiale intatto m_i e sul fattore di disturbo D.

L'indice GSI e la costante m_i sono indicati nel paragrafo precedente, mentre per il fattore di disturbo si può fare riferimento ai valori:

$$D = 0.5 \div 0.3$$

utilizzando un valore non inferiore a 0.5 in prossimità dei fronti di scavo ed un valore non inferiore a 0.3 nelle parti ove la roccia risulta più distante dal fronte di scavo.

I valori di riferimento per la resistenza a compressione della roccia intatta sono riportati nel paragrafo 11.1.2, ove è indicato un campo di variabilità prevalente:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	104 di 211

$$\sigma_{ci} = 30 \div 60 \text{ MPa}$$

Gli altri parametri per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso secondo la metodologia di cui al paragrafo 9.2.2 sono riportati per ciascuna unità geotecnica nella seguente tabella 12-6 in funzione del GSI e del fattore di disturbo.

GSI	a	m _b		s	
		D=0.5	D=0.3	D=0.3	D=0.5
50	0.538	1.11	1.47	1.47	0.001273
40	0.532	0.69	0.96	0.96	0.000335
30	0.521	0.43	0.63	0.63	0.000088

tabella 11-4 Parametri per la valutazione della resistenza secondo Hoek&Broun

La resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso calcareo in funzione dell'indice GSI, della resistenza a compressione della roccia intatta e del fattore di disturbo D, è riportata nella seguente tabella 11-5:

GSI	σ_{ci} (MPa)	D = 0.5	D = 0.3
		σ_c (MPa)	σ_c (MPa)
50	30	0.83	1.08
40		0.42	0.58
30		0.23	0.33
50	60	1.66	2.17
40		0.85	1.16
30		0.46	0.66

tabella 11-5 Resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso

11.2.3.2. Secondo piani di giacitura preesistenti

La resistenza dell'ammasso roccioso nell'ambito della unità geotecnica CL è stata valutata secondo la metodologia indicata nel paragrafo 9.2.3, con riferimento alle caratteristiche di giacitura, parametri di scabrezza delle discontinuità quali riportate nelle schede dei rilievi riprodotti in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Si è inoltre assunto come resistenza a compressione della roccia il valore determinato in sito e riportato nella scheda del rilievo.

In assenza di questo dato si può fare riferimento ai valori indicati nel paragrafo 11.1.2:

$$\sigma_{ci} = 30 \div 60 \text{ MPa}$$

11.2.4. Modulo di deformazione di ammasso

Nell'ambito della Unità CL sono state effettuate n. 15 prove dilatometriche mediante le quali si è misurato il modulo di deformabilità E_m del materiale in sito. I risultati sono diagrammati nella figura 11.13.

La dispersione, come peraltro prevedibile trattandosi di prove che risentono del grado di fratturazione della roccia e dello stato delle fratture, quindi variabile da punto a punto.

Una diversa valutazione è stata inoltre effettuata secondo la formulazione di Hoek & Diederichs di cui al paragrafo 9.2.4, in funzione del modulo E_i , dell'indice GSI e del fattore di disturbo D.

Nella seguente tabella 11-6 si riportano i valori calcolati per indici GSI da 30 a 50 e per fattori di disturbo D pari a 0.5 e 0.3.

GSI	$E_i = 30'000$ MPa		$E_i = 45'000$ MPa	
	D = 0.5	D = 0.3	D = 0.5	D = 0.3
30	1'320	1'662	1'980	2'492
35	1'714	2'233	2'571	3'350
40	2'307	3'082	3'460	4'623
45	3'177	4'303	4'765	6'454
50	4'408	5'984	6'612	8'975

tabella 11-6 Modulo E_{rm} (MPa) secondo Hoek & Diederichs

Il confronto fra i valori della tabella 11-6 e della figura 11.13 evidenziano come ci sia congruenza fra il campo di valori che risulta dal criterio di Hoek & Diederichs in tabella e dei risultati delle prove dilatometriche riportati nella figura.

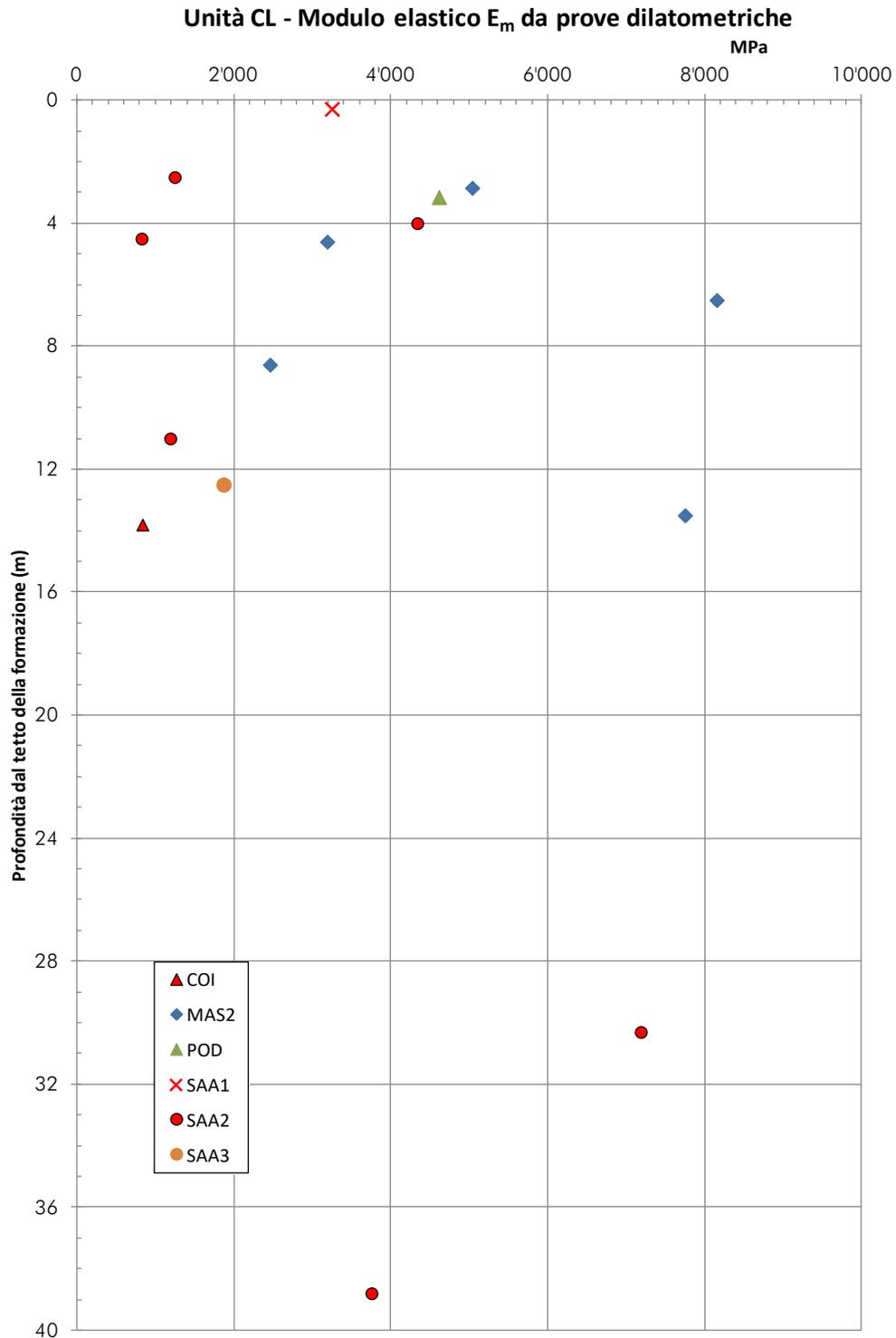


figura 11.13: Modulo elastico E_m da dilatometro, per formazione geologica

11.2.5. Permeabilità

Nella unità CL sono state effettuate n. 20 prove di permeabilità, di cui 4 di tipo Lefranc e le rimanenti 16 di tipo Lugeon. I risultati di queste prove, suddivisi per lotto e con indicazione dei tratti di misura, sono presentati nella seguente tabella 11-7 e nella figura 11.14.

Lotto	Sondaggio	Progressiva (m)	Tipo di prova	Profondità prova		k _h m/s	Unità geotecnica
				da m	a m		
Lotto1	FCS4	6'362	Lugeon	8.5	8.5	2.60E-06	CL
Lotto1	FCS4	6'362	Lugeon	12.1	12.1	3.50E-06	CL
Lotto1	FCS6	6'551	Lugeon	1.5	6.0	6.50E-07	CL
Lotto1	FCS6	6'551	Lugeon	8.2	13.0	8.20E-08	CL
Lotto1	FCS8	7'012	Lugeon	39.0	43.0	4.07E-07	CL
Lotto1	FCS8	7'012	Lugeon	46.5	50.0	5.70E-07	CL
Lotto 2	FCS9	950	Lugeon	46.5	50.0	6.68E-08	CL
Lotto 2	FCL52	1'340	Lugeon	17.0	19.0	1.32E-06	CL
Lotto 2	FCS16	2'850	Lugeon	9.0	14.0	1.20E-07	CL
Lotto 2	FCL22	4'095	Lugeon	23.0	24.0	4.18E-06	CL
Lotto 2	FCL24	4'420	Lefranc	15.0	18.0	2.30E-05	CL
Lotto 2	FCL25	4'560	Lefranc	19.0	20.0	5.60E-05	CL
Lotto 2	FCS27	4'729	Lugeon	3.5	8.0	3.80E-07	CL
Lotto 2	FCS27	4'729	Lugeon	10.5	14.5	2.95E-07	CL
Lotto 2	FCS27bis	4'749	Lugeon	8.8	12.0	6.70E-08	CL
Lotto 2	FCS27bis	4'749	Lugeon	13.0	16.3	1.00E-07	CL
Lotto 2	FCL32	6'215	Lefranc	10.0	11.0	8.50E-06	CL
Lotto 2	FCL32	6'215	Lefranc	20.0	21.0	3.40E-06	CL
Lotto 2	FCS34	7'255	Lugeon	15.0	20.0	8.99E-09	CL
Lotto 2	FCS30	5'960	Lugeon	19.5	23.3	3.22E-07	CL
Albacina	FA4	3'276	Lefranc	21.0	22.0	7.60E-05	CL
Albacina	FA5	3'886	Lefranc	4.5	6.0	4.60E-05	CL
Albacina	FA5	3'886	Lefranc	21.0	22.0	2.23E-06	CL

tabella 11-7 Risultati prove di permeabilità

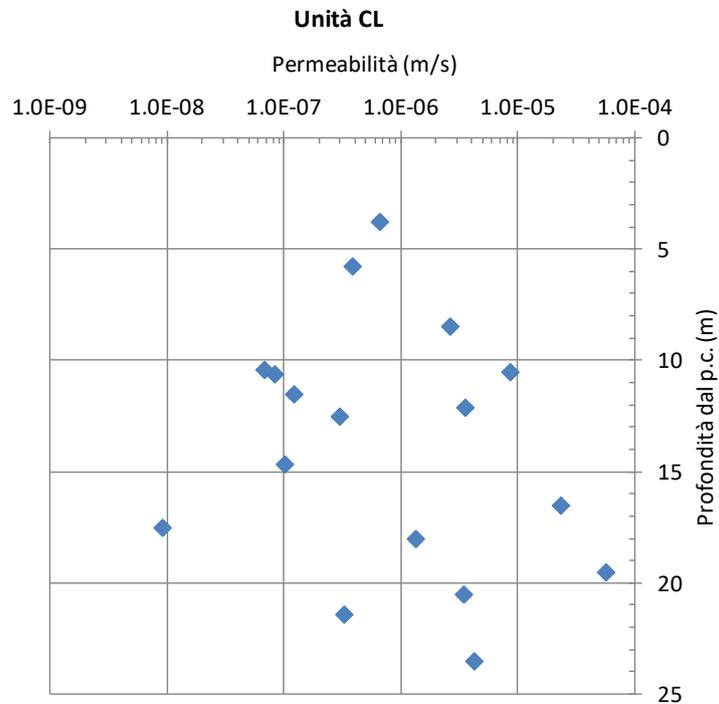


figura 11.14: Risultati prove di permeabilità

I valori di permeabilità sono prevalentemente compresi nell'intervallo $1 \times 10^{-7} \div 1 \times 10^{-5}$ m/s.

11.3. Sintesi dei parametri geotecnici unità CL

γ (kN/m ³)	24.0÷26.0
Parametri roccia intatta	
σ_{ci} (MPa)	30÷60
E_t (GPa)	25÷45
E_s (GPa)	25÷45
V_p (m/s)	5'000÷6'000
V_s (m/s)	1'500÷3'000
G_0 (MPa)	7'500÷22'500
E_0 (MPa)	20'000÷60'000
Parametri ammasso	
V_s (m/s)	1'500÷2'500

E_M da dilatometrica (MPa)	1'000÷4'000
E_{rm} secondo Hoek & Diederichs (MPa)	1'700÷9'000
GSI	35÷50
mi	12
a	0.52÷0.54
σ_c (MPa)	0.35÷2.15 (per D = 0.3)
	0.25÷1.65 (per D = 0.5)
Permeabilità (m/s)	$1 \times 10^{-7} \div 1 \times 10^{-5}$

tabella 11-8 Sintesi dei parametri geotecnici unità CL

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 110 di 211

12. UNITÀ M_B, M_F, M_S

Le formazioni di tipo marnoso si incontrano nell'ambito dei tratti all'aperto nel lotto 1 e come substrato localmente nel lotto 2 e nella tratta per Albacina. Queste formazioni sono elencate nella seguente tabella 12-1.

Formazione	Sigla	Unità geotecnica
Bisciario	BIS	M_b
Marne a Fucoidi	FUC	M_f
Scaglia Cinerea	SCC	M_s
Schlier	SCH	

tabella 12-1 Formazioni geologiche prevalentemente marnose

Questi materiali possono subire processi di degrado prodotto dagli agenti atmosferici ed ambientali che possono portare ad una parziale o completa dissoluzione del legame fra le particelle e ad un ritorno, più o meno accentuato, verso caratteristiche proprie dei "terreni". Quindi le pareti di scavo dovranno essere quanto prima protette dalla esposizione all'acqua ed agli agenti atmosferici.

Qui di seguito si tratta unicamente dei livelli aventi caratteristiche lapidee, mentre si tratteranno a parte, nel capitolo successivo, le fasce decisamente degradate che hanno acquisito, e come tali sono state trattate in laboratorio, tutte le caratteristiche di terreni.

12.1. Parametri roccia intatta

12.1.1. Peso di volume

I valori del peso di volume dei campioni di roccia esaminati sono riportati nella seguente figura 12.1.

Unità M_s e M_f - Peso di volume

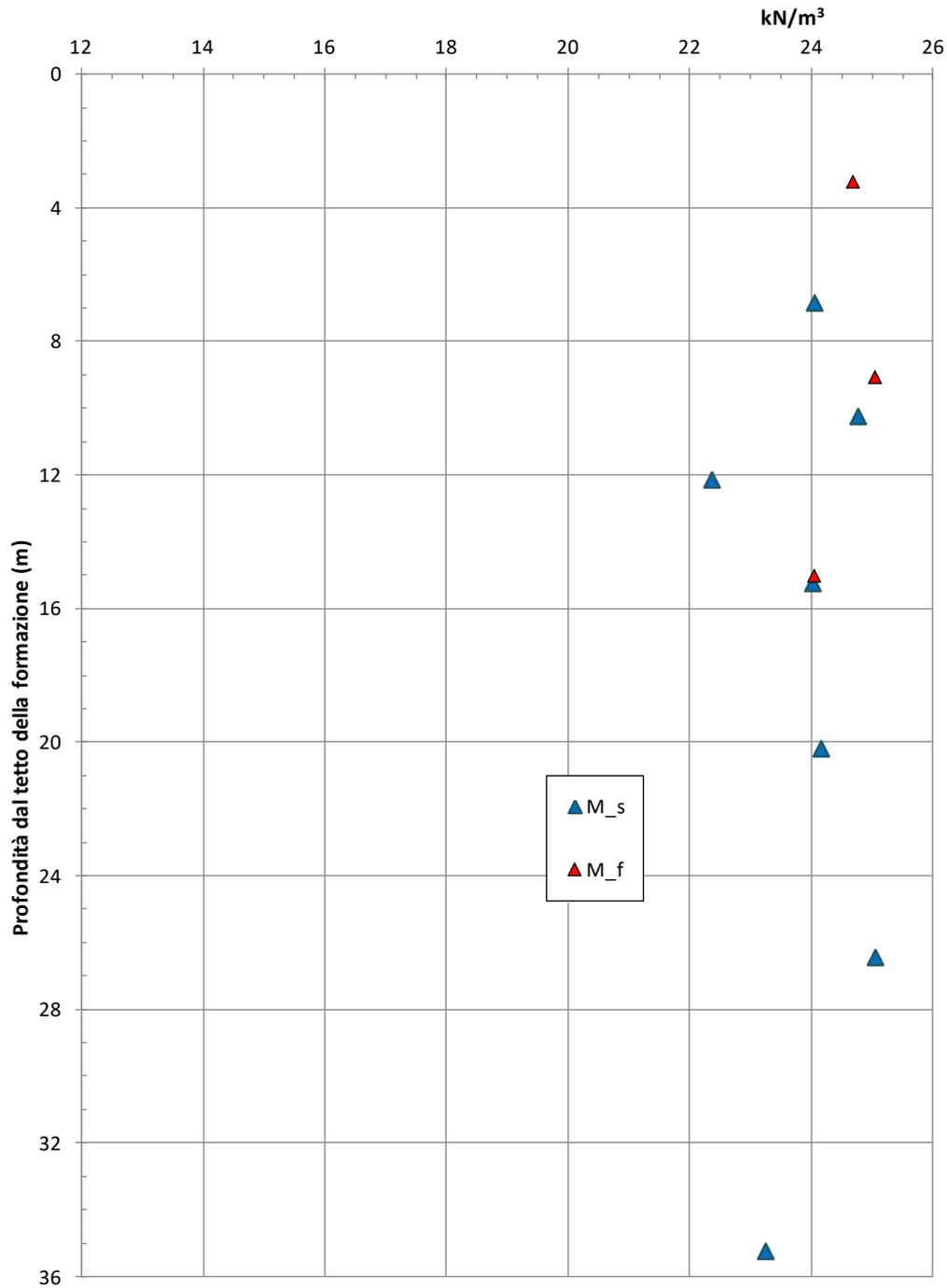


figura 12.1: Peso di volume per le diverse unità geotecniche

I valori si addensano nell'intervallo 24÷25 kN/m³.

12.1.2. Resistenza a compressione

La resistenza a compressione delle marne è stata provata mediante n. 15 prove di compressione monoassiale con rilievo della curva carico-cedimento, e mediante n. 20 serie di test Point Load. Tali risultati sono presentati nella seguente figura 12.2 in funzione della profondità valutata dal tetto della formazione.

Si precisa che delle 15 prove di compressione monoassiale quelle effettuate sui campioni CR5 e CR6 del sondaggio FCL1 sono state escluse dall'analisi in quanto le resistenze rilevate, prossime o inferiori ad 1 MPa, non permettono di considerarle "rocce"; inoltre si tratta di campioni profondi ed estremamente degradati, non omogenei quindi alla formazione circostante.

Resistenza a compressione formazioni marnose

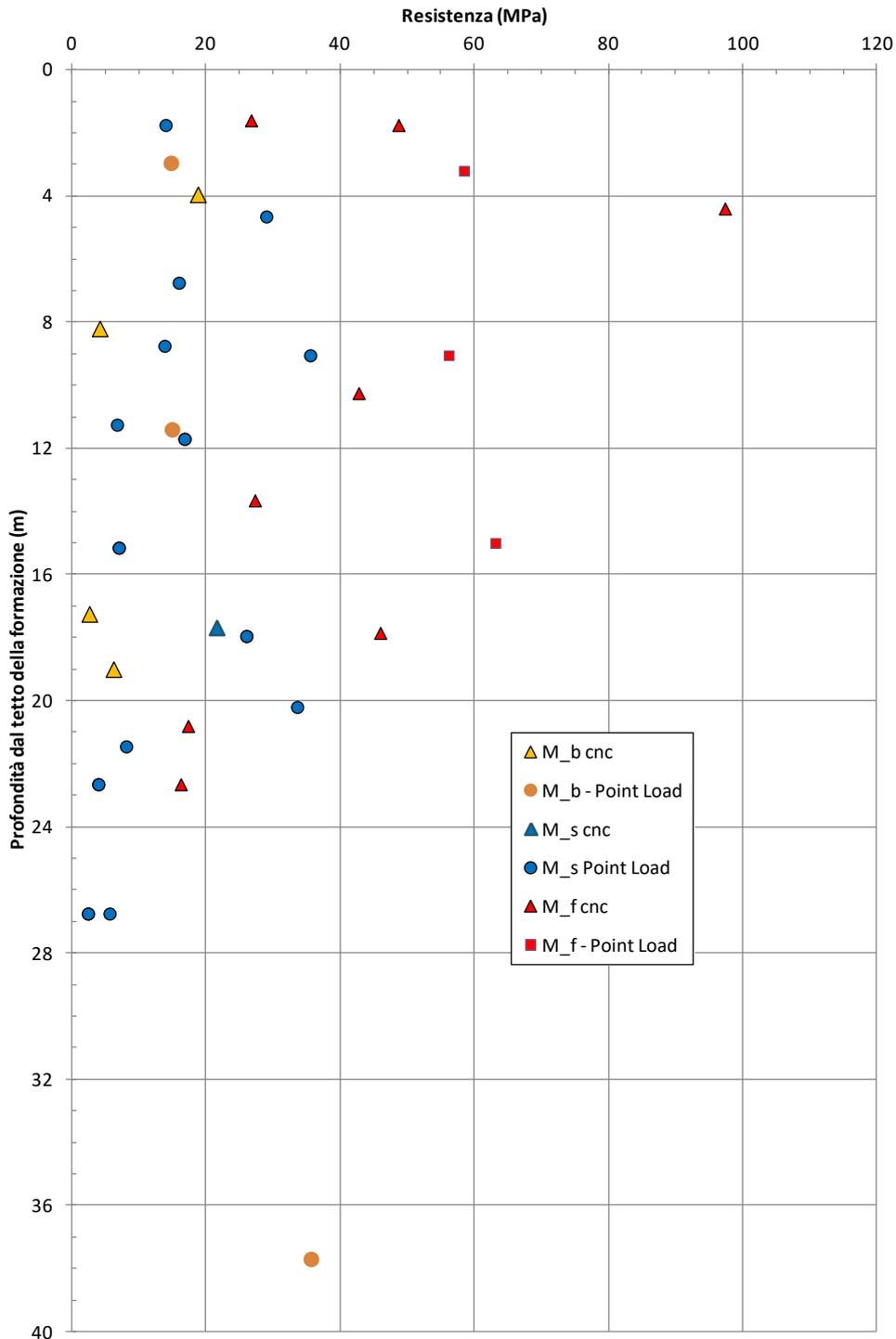


figura 12.2: Resistenza a compressione unità marnose

Essendo i risultati non omogenei fra le diverse formazioni considerate, nelle seguenti figura 12.3÷figura 12.5 presentiamo i risultati delle prove di compressione non confinata e Point Load suddivisi per unità geotecnica.

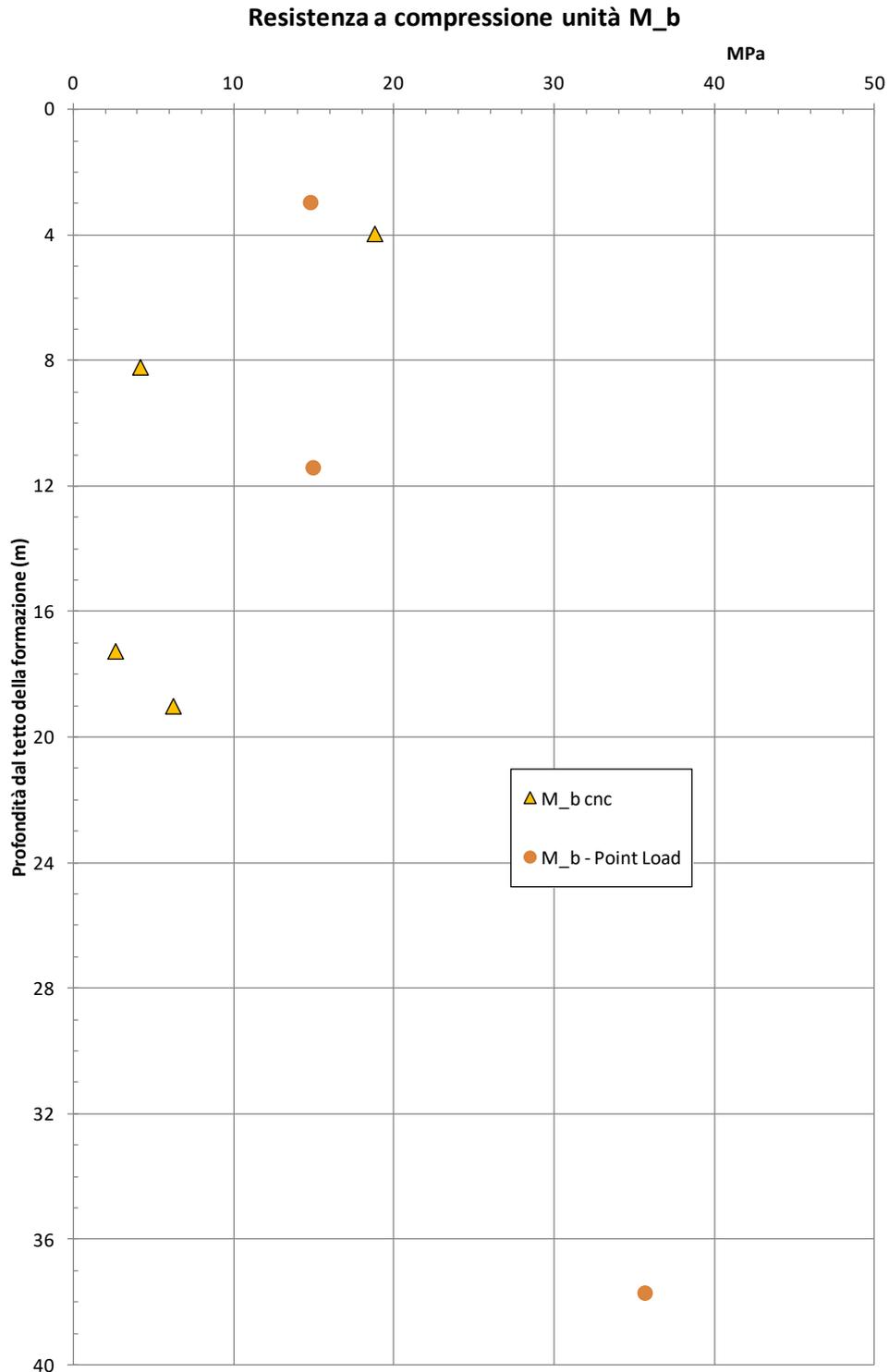


figura 12.3: Resistenza a compressione unità M_b

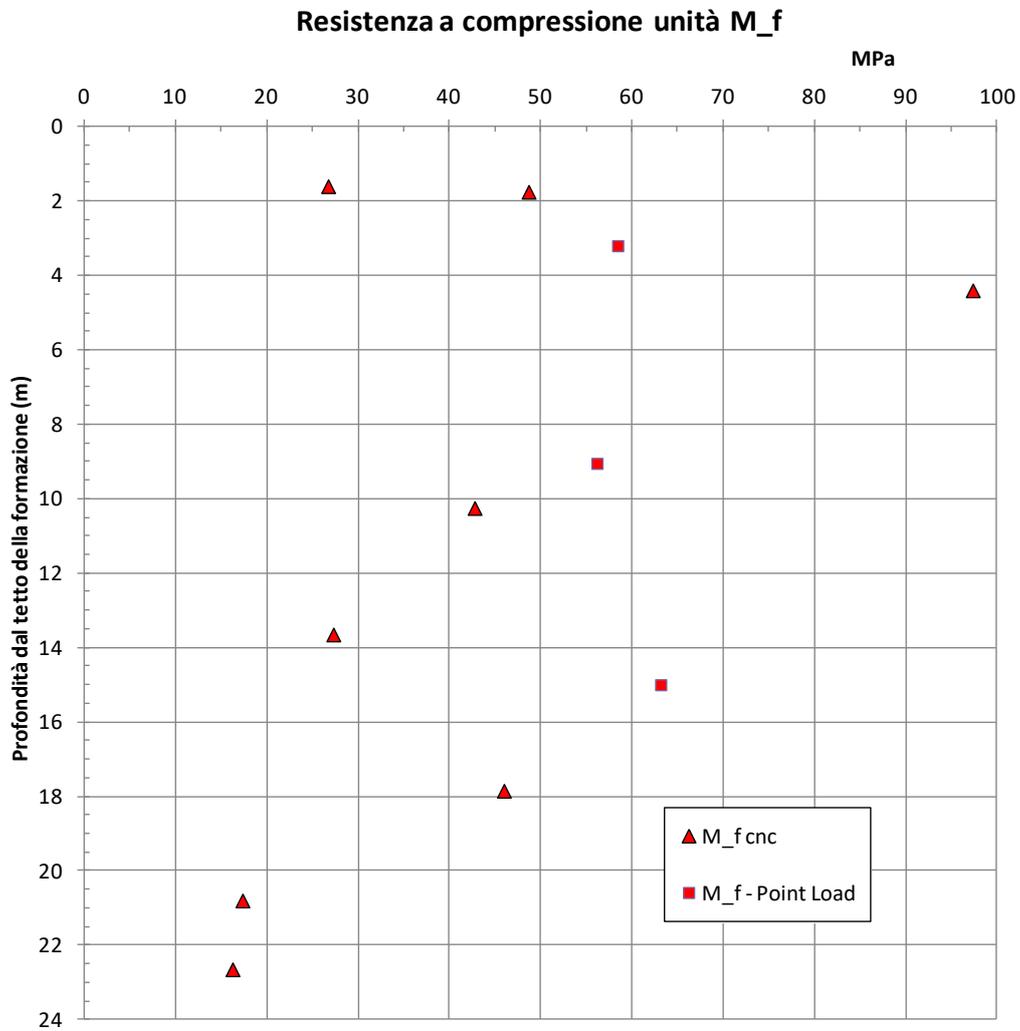


figura 12.4: Resistenza a compressione unità M_f

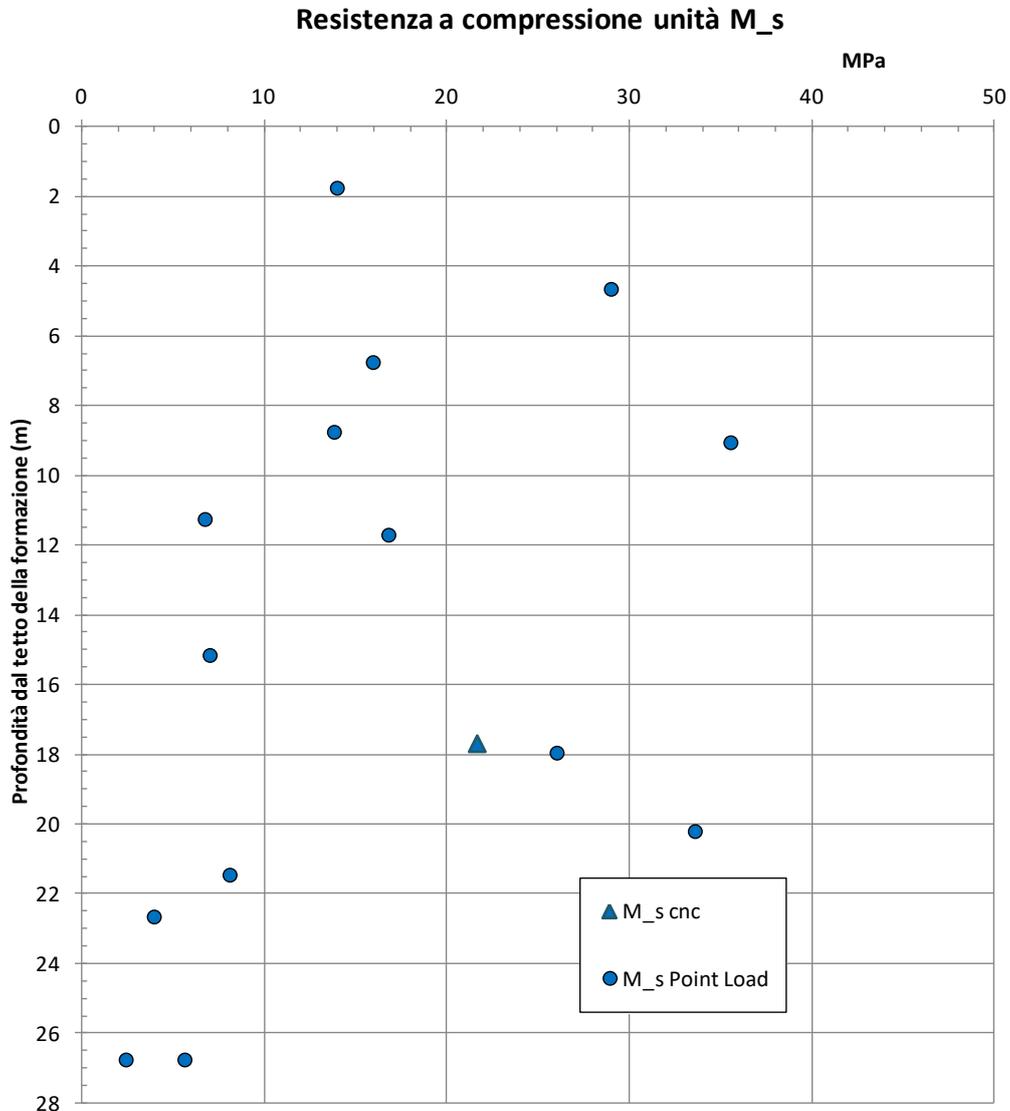


figura 12.5: Resistenza a compressione unità M_s

Anche in questo caso, così come per i materiali calcarei, si nota una grande dispersione dei risultati. Tuttavia, per quanto i risultati per alcune formazioni non siano numerosi, si evidenzia comunque che l'intervallo di oscillazione dei risultati è diverso per ciascuna delle 3 unità considerate.

Per una più facile lettura dei risultati, questi sono stati rappresentati in forma di istogramma con il valore massimo, medio e minimo dei valori registrati e la rappresentazione, ancora in forma di istogramma, del numero di prove effettuate per ciascuna unità. Questo secondo grafico per rappresentare la reale significatività dei dati. Questi dati sono presentati separatamente per le prove di compressione monoassiale e per le prove Point Load (figura 12.6 e figura 12.7)..

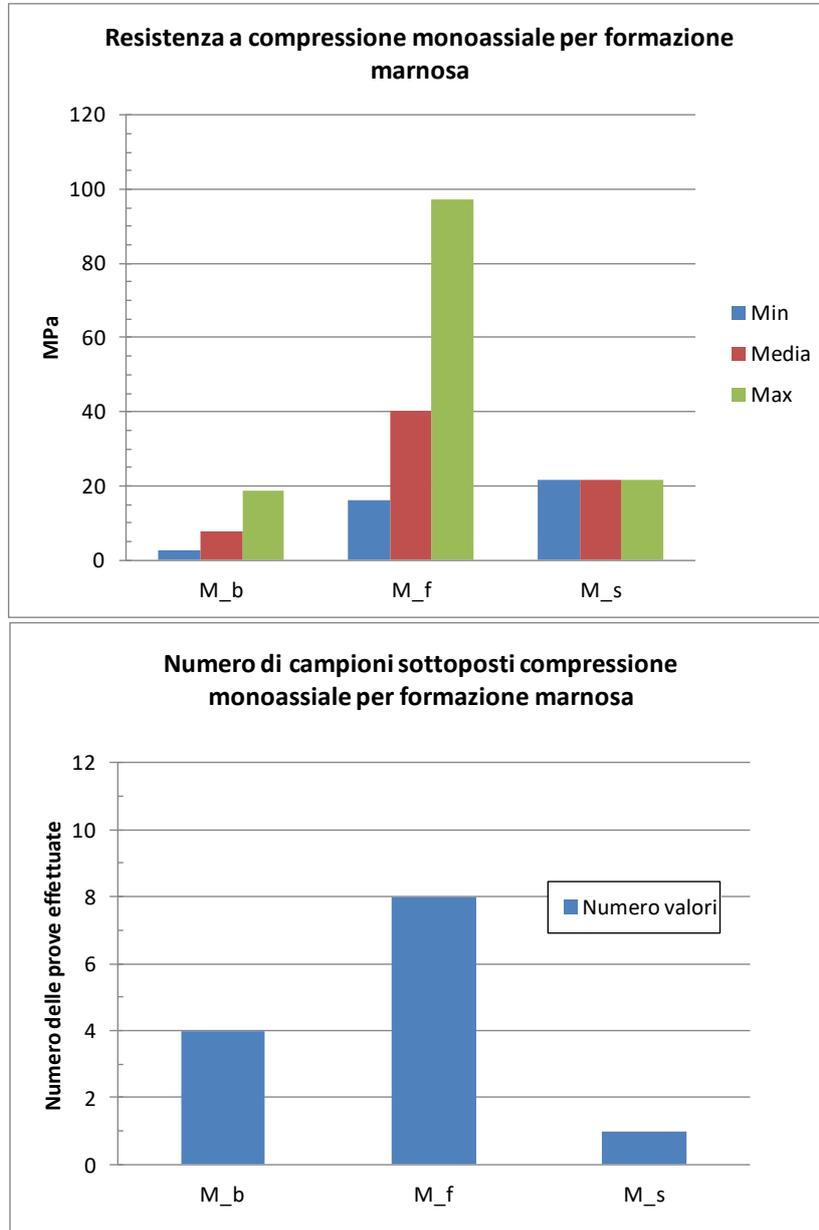


figura 12.6: Resistenza a compressione e numero di prove per formazione

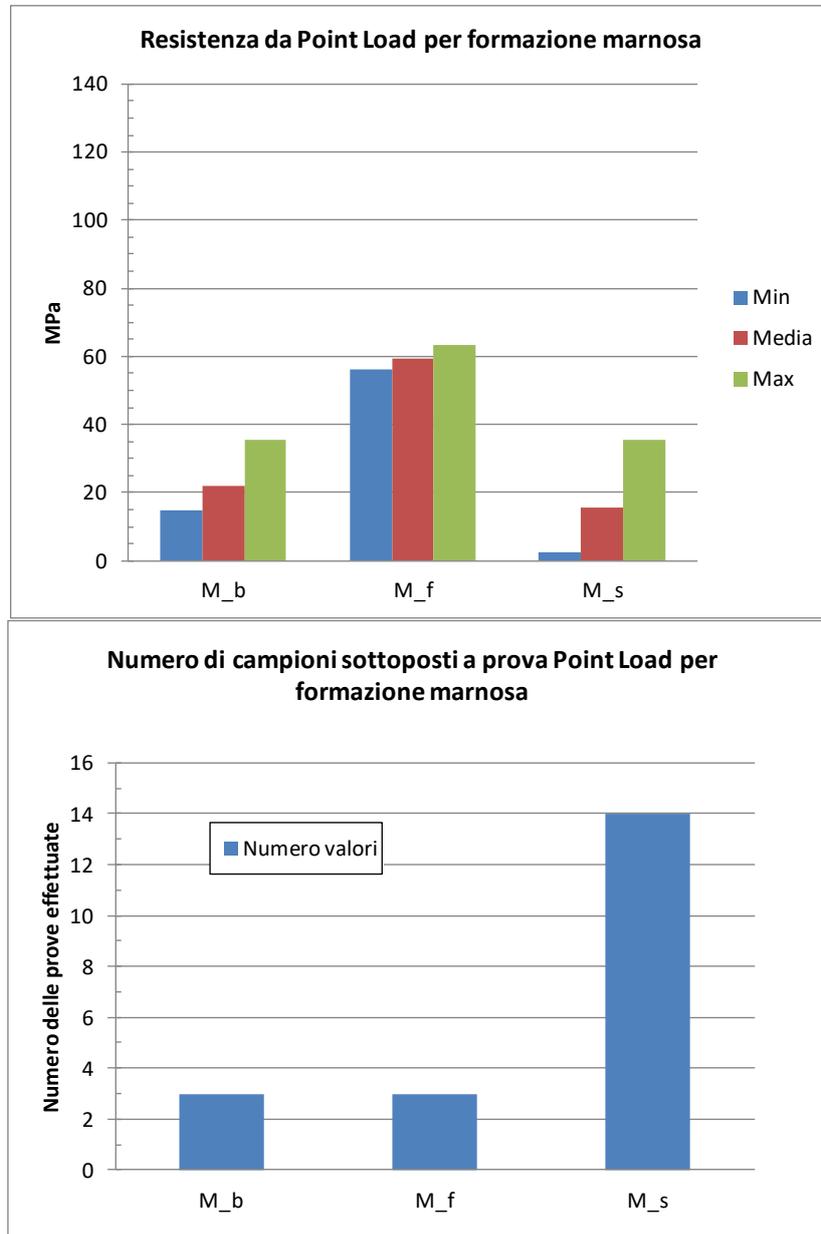


figura 12.7: Resistenza Point Load e numero di prove per formazione

Il numero dei risultati disponibili, complessivamente e per singola formazione geologica, è in generale troppo ridotto per una analisi statistica, però sono evidenti le disparità fra le diverse formazioni marnose. L'unità M_f presenta sia nelle prove di compressione monoassiale che nelle prove Point Load valori sempre più elevati, con valori medi nelle prove di compressione monoassiale e Point Load rispettivamente di 40 MPa e 60 MPa circa. Le unità geotecniche M_b ed M_s hanno valori medi che al più raggiungono nelle due tipologie di prova i 20 MPa.

12.1.3. Deformabilità

Sono state effettuate n. 15 prove di compressione monoassiale nelle marne. Di queste 2 prove, come già anticipato a proposito della resistenza a compressione e per i medesimi motivi, sono state escluse dall'analisi in quanto campioni profondamente alterati e giudicati non rappresentativi della formazione stessa.

Nel corso di queste prove è stato rilevato il diagramma carico – cedimento e sono stati calcolati il modulo secante in corrispondenza del carico pari al 50 % del carico di rottura ed il modulo secante in corrispondenza di tale livello del carico. Tali moduli sono rappresentati nelle figura 12.8. Questa evidenza per il modulo elastico la disomogeneità già riscontrata nell'ambito della resistenza a compressione fra l'unità M_f, Marne a fucoidi, e le altre formazioni marnose. Tale differenza è chiaramente evidenziata anche nella seguente tabella 12-2.

Risultati da prove di compressione monoassiale						
	M_s		M_b		M_f	
	E tan	E sec	E tan	E sec	E tan	E sec
Numero di valori	1	1	4	4	8	8
Valore minimo registrato (GPa)	4.28	5.06	0.09	0.16	17.58	13.39
Valore massimo registrato (GPa)			3.03	3.54	48.17	52.32

tabella 12-2 Moduli elastici massimi e minimi per formazione

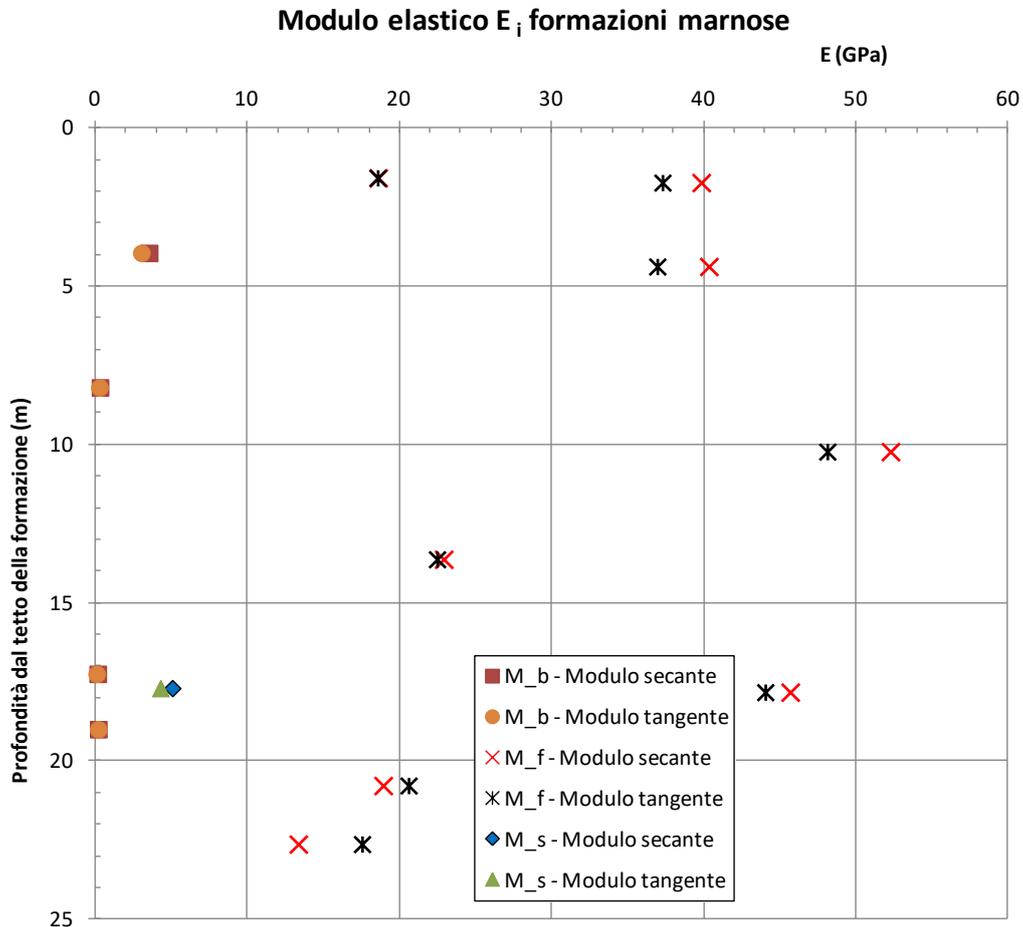


figura 12.8: Modulo elastico E_i formazioni marnose

Ancora più che nei risultati delle prove di compressione monoassiale si nota qui una sostanziale differenza nei moduli registrati sui campioni dell'unità M_f rispetto a quelli delle unità M_b ed M_s , i primi compresi per lo più fra i 20÷50 GPa ed i secondi presentano diversi valori di modulo a livello di terreno, essendo comunque i maggiori compresi entro 3÷5 GPa.

12.1.4. Velocità delle onde V_p e V_s nei provini di roccia

Sui campioni di roccia intatta sono state effettuate misure della velocità delle onde di pressione e di taglio V_p e V_s . I risultati di queste prove sono esposti nelle seguenti figura 12.9 e figura 12.10.

Velocità delle onde di pressione

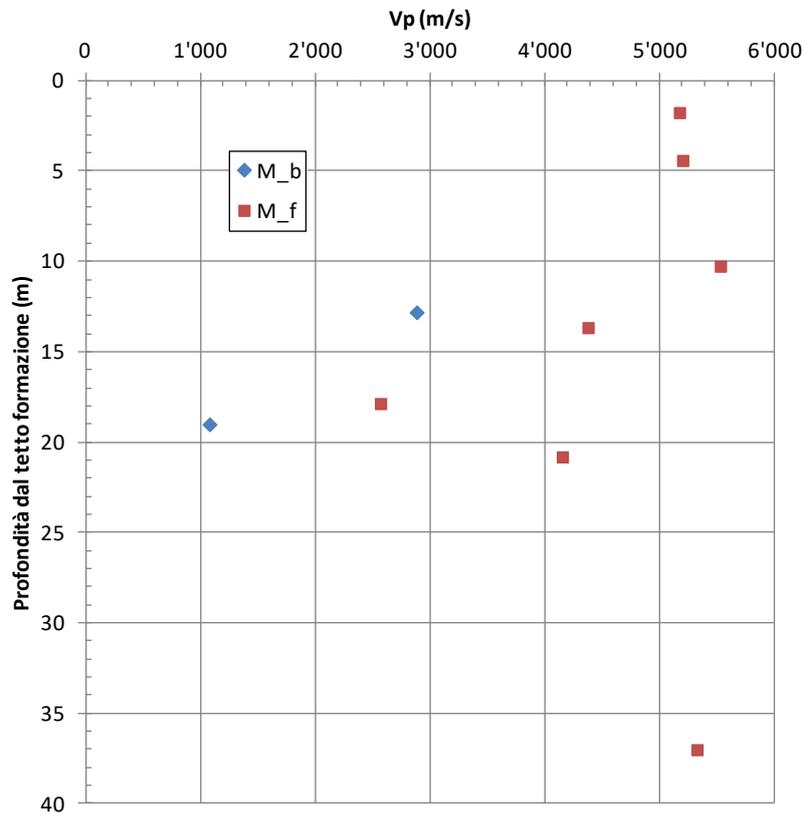


figura 12.9: Velocità delle onde V_p suddivise per unità geotecnica

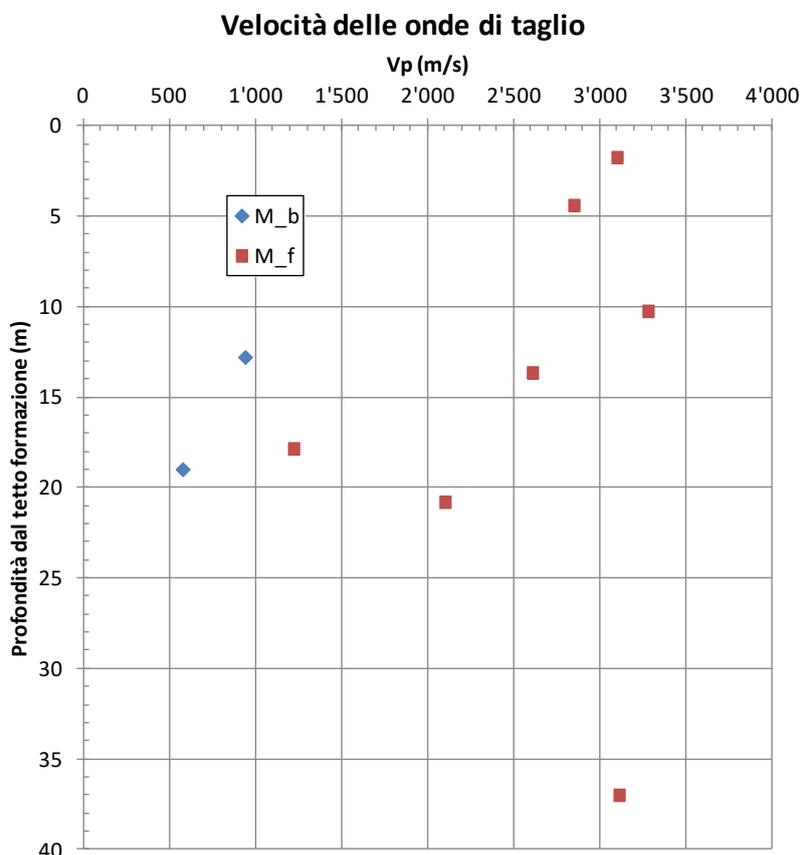


figura 12.10: Velocità delle onde V_s suddivise per unità geotecnica

Dai grafici emerge come l'unità M_f presenti velocità delle onde sismiche nettamente maggiori rispetto alla formazione M_b . La prima presenta velocità delle onde di pressione e di taglio rispettivamente per lo più negli intervalli 4'000÷5'500 m/s e 2'000÷3'200 m/s, mentre le sole due misure disponibili per l'unità M_b presentano valori di circa 1'000÷3'000 m/s per le onde di pressione e di circa 550÷1'000 m/s per le onde di taglio.

12.1.5. Modulo elastico e di taglio a piccole deformazioni

Nelle figura 12.11 e figura 12.12 sono diagrammate le grandezze derivate dalla velocità delle onde sismiche di taglio, e cioè il modulo di taglio ed elastico a piccole deformazioni G_0 ed E_0 . Per questa trasformazione, non essendo disponibile il valore del peso di volume per tutti i campioni per cui si sono misurate le velocità sismiche nei campioni, si è utilizzato il valore medio del peso di volume rilevato nell'ambito dei campioni prelevati nell'unità. Per l'unità M_b non sono disponibili valori del peso di volume per cui il calcolo del modulo elastico è stata sviluppata utilizzando per l'unità M_b il medesimo peso di volume utilizzato per l'unità M_f . I valori del peso di volume determinati sui campioni facenti parte dell'unità M_f sono riassunti nella seguente tabella 12-3.

Sondaggio	campione	profondità (m)		Peso di volume
		dal p.c.	da tetto formazione	kN/m ³
FCL32	CR2	11.30	3.20	24.67
FCL32	CR3	17.15	9.05	25.04
FCL32	CR4	23.10	15.00	24.03
Media				24.58

tabella 12-3 Peso di volume apparente

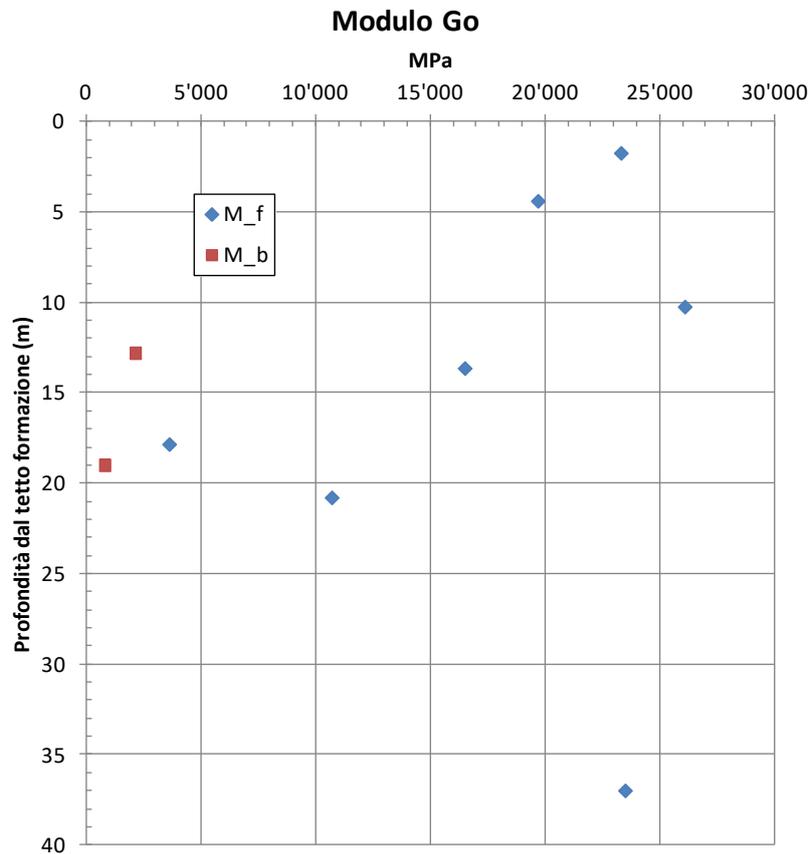


figura 12.11: Modulo di taglio G_0 - unità geotecnica M_f ed M_b

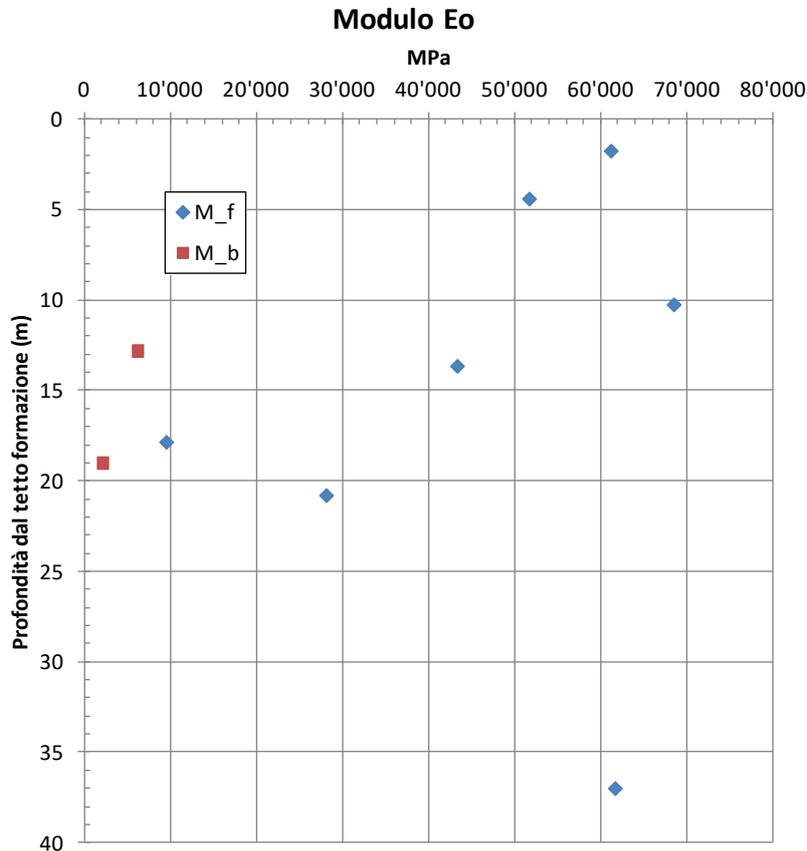


figura 12.12: Modulo elastico E₀ - unità geotecnica M_f ed M_b

Entrambe le figure mostrano una grande dispersione dei dati, conseguenza della analoga dispersione di dati constatata nella figura 12.9 e figura 12.10 relative alle velocità delle onde sismiche nei campioni. Ma mentre i valori del modulo di taglio G₀ nell'unità M_f oscillano fra 5'000÷25'000 MPa circa ed i moduli E₀ oscillano fra 10'000÷70'000 MPa, i corrispondenti valori nell'unità M_b restano schiacciati verso l'asse delle ordinate con valori di G₀ pari a 840 e 2'140 MPa ed i valori di E₀ pari a 2'090 e 6'160 MPa..

12.2. Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

12.2.1. Parametri geomeccanici

Lungo il tracciato ferroviario sono stati effettuati rilievi geostrutturali completi e rilievi speditivi "Waypoint" su emergenze lapidee per la determinazione dell'indice GSI. Tuttavia questi hanno interessato principalmente gli affioramenti calcarei, molto più numerosi rispetto a quelli marnosi.

I valori del GSI caratterizzante ciascuna formazione geologica sono riportati nella seguente tabella 11-3, precisando che solo per le marne a fucoidi, unità geotecnica M_f, si dispone di un rilevamento geostrutturale, mentre per le altre formazioni si dispone solo di rilievi speditivi:

Formazione	Unità Geotecnica	GSI
Bisciario	M_b	- - -
Marne a fucoidi	M_f	25±5
Scaglia Cinerea	M_s	20±5
Schlier		

tabella 12-4 Valori GSI per le formazioni marnose lungo il tracciato

La costante m_i è stata determinata secondo le indicazioni della tabella 9-2:

$$m_i = 7$$

12.2.2. Velocità delle onde di taglio

La velocità delle onde di taglio nell'ammasso è stata determinata mediante una prova Down Hole effettuata nel sondaggio FCS31 nel lotto 2. L'unità geotecnica interessata è la M_f.

I risultati di queste prove sono diagrammati nella seguente figura 12.13.

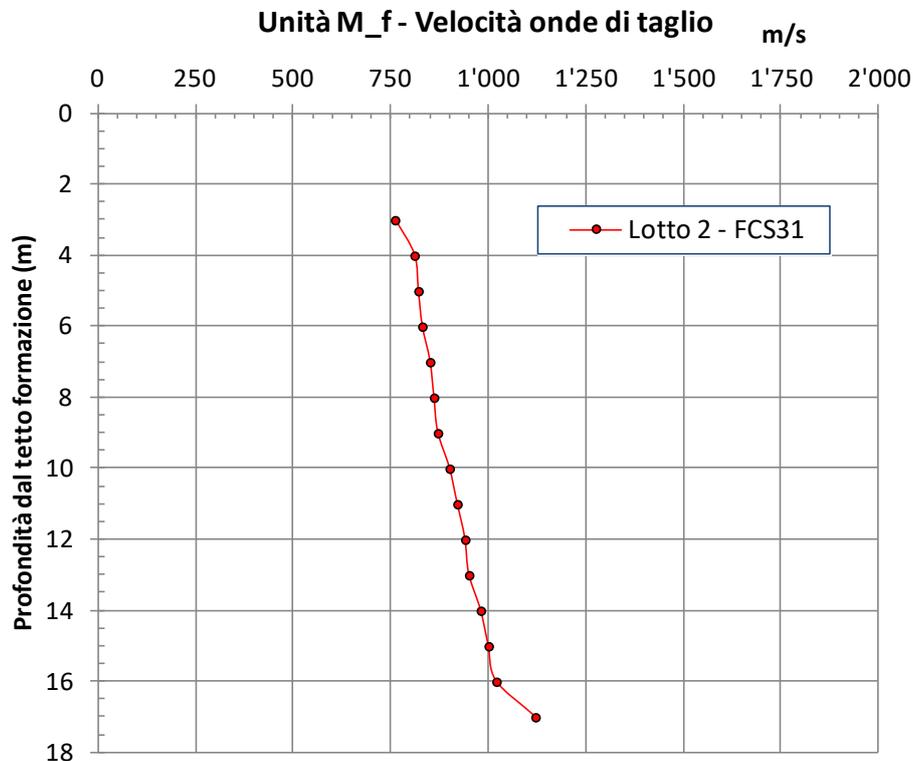


figura 12.13: Velocità delle onde di taglio - unità geotecnica M_f

12.2.3. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso

La resistenza dell'ammasso roccioso nelle formazioni marnose è stata valutata adottando il modello continuo equivalente che fa riferimento al criterio di rottura sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) e aggiornato dallo stesso Hoek et al. nel 2002 e nel 2006 così come riassunto nel paragrafo 9.2.2.

Questo si basa sulla resistenza a compressione della roccia intatta σ_{ci} , sull'indice GSI, sulla costante del materiale intatto m_i e sul fattore di disturbo D.

L'indice GSI e la costante m_i sono indicati nel paragrafo precedente, mentre per il fattore di disturbo si può fare riferimento ai valori:

$$D = 0.5 \div 0.3$$

utilizzando un valore 0.5 in prossimità dei fronti di scavo ed un valore 0.3 nelle parti ove la roccia risulta più distante dal fronte di scavo.

I valori di riferimento della resistenza a compressione della roccia intatta sono riportati nella seguente tabella 12-5.

Formazione	Unità Geotecnica	σ_{ci} (MPa)
Bisciario	M_b	6÷15
Marne a Fucoidi	M_f	25÷60
Scaglia Cinerea	M_s	10÷25
Schlier		

tabella 12-5 Resistenza a compressione roccia intatta σ_{ci}

Gli altri parametri per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso secondo la metodologia di cui al paragrafo 9.2.2 sono riportati per ciascuna unità geotecnica nella seguente tabella 12-6 in funzione del GSI e del fattore di disturbo. In mancanza di dati geomeccanici per l'unità M_b per questa si sono cautelativamente assunti i medesimi parametri utilizzati per l'unità M_s.

Unità geotecnica	GSI	a	m _b		s	
			D=0.5	D=0.3	D=0.5	D=0.3
M_f	20	0.500	0.155	0.243	0.000023	0.000051
	25	0.512	0.197	0.300	0.000045	0.000095
	30	0.521	0.250	0.370	0.000088	0.000177
M_s/M_b	15	0.483	0.122	0.197	0.000012	0.000028
	20	0.500	0.155	0.243	0.000023	0.000051
	25	0.512	0.197	0.300	0.000045	0.000095

tabella 12-6 Parametri per la valutazione della resistenza secondo Hoek&Broun

La resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso marnoso in funzione dell'indice GSI, della resistenza a compressione della roccia intatta e del fattore di disturbo D, è riportata nella seguente tabella 12-7:

Unità	GSI	σ_{ci} (MPa)	D = 0.5	D = 0.3
			σ_c (MPa)	σ_c (MPa)
M_f	20	25	0.121	0.179
	30		0.193	0.279
	20	45	0.217	0.323
	30		0.347	0.497
	20	60	0.290	0.430
	30		0.462	0.663

Unità	GSI	σ_{ci} (MPa)	D = 0.5	D = 0.3
			σ_c (MPa)	σ_c (MPa)
M_s	15	10	0.042	0.063
	25		0.059	0.087
	15	25	0.105	0.158
	25		0.149	0.217
M_b	15	6	0.025	0.038
	25		0.036	0.052
	15	15	0.063	0.095
	25		0.089	0.130

tabella 12-7 Resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso

12.2.4. Modulo di deformazione di ammasso

Nelle formazioni marnose sono state fatte n. 7 prove dilatometriche. I risultati delle prove sono riportati nella figura 12.14.

Questi confermano la maggiore rigidità dell'unità M_f rispetto alle altre formazioni di tipo marnoso presenti nell'area.

E' stata inoltre effettuata una valutazione della deformabilità delle diverse unità geotecniche presenti secondo la formulazione di Hoek & Diederichs di cui al paragrafo 9.2.4, in funzione del modulo E_i , dell'indice GSI e del fattore di disturbo D.

Nella seguente tabella 12-8 si riportano i valori calcolati per indici GSI variabili fra 20 e 30 per l'unità geotecnica M_f e fra 15 e 25 per l'unità M_s, e per fattore di disturbo D pari a 0.5 e 0.3.

Unità	GSI	$E_i = 25'000$ MPa		$E_i = 60'000$ MPa	
		D = 0.5	D = 0.3	D = 0.5	D = 0.3
M_f	20	747	866	1'792	2'077
	25	885	1'070	2'125	2'569
	30	1'100	1'385	2'641	3'323
Unità	GSI	$E_i = 10'000$ MPa		$E_i = 25'000$ MPa	
		D = 0.5	D = 0.3	D = 0.5	D = 0.3
M_s	15	263	293	657	733
	20	299	346	747	866
	25	354	428	885	1'070
Unità	GSI	$E_i = 1'000$ MPa		$E_i = 3'000$ MPa	
		D = 0.5	D = 0.3	D = 0.5	D = 0.3

M_b	15	26.3	29.3	78.9	88.0
	20	29.9	34.6	89.6	103.9
	25	35.4	42.8	106.3	128.4

tabella 12-8 Modulo E_{rm} (MPa) secondo Hoek & Diederichs

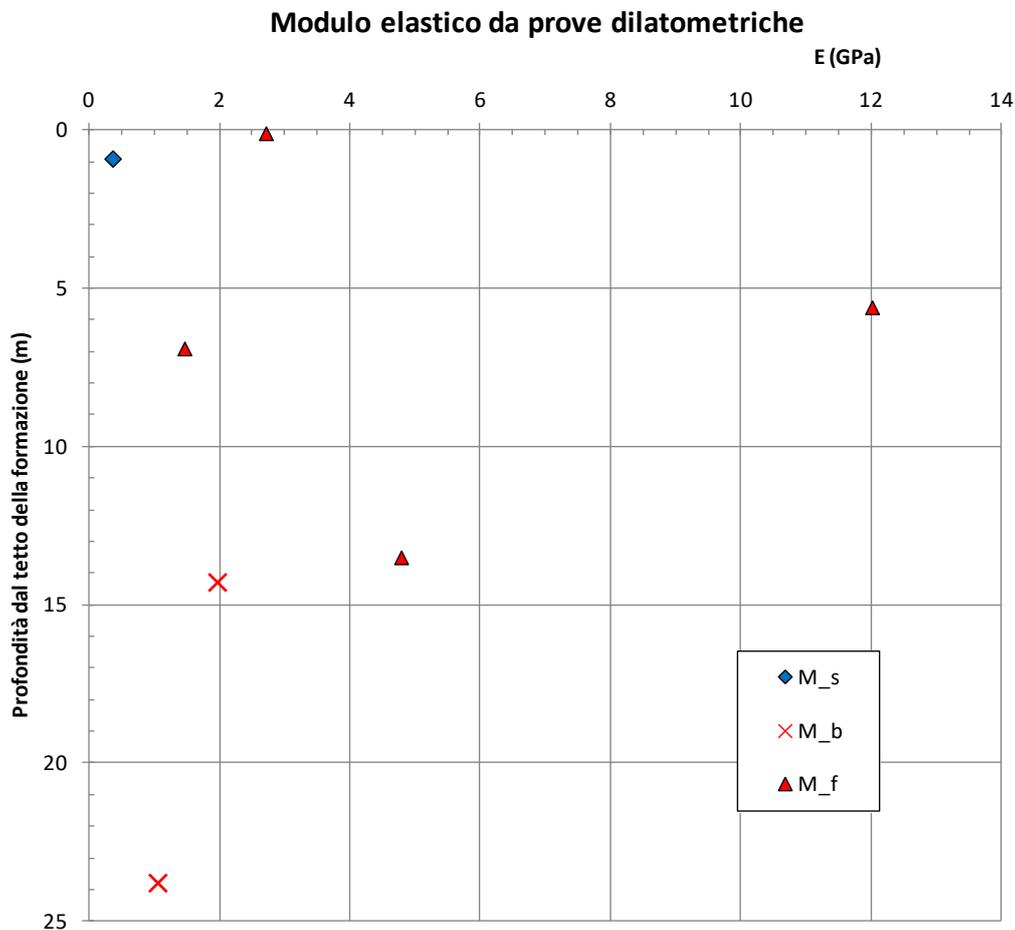


figura 12.14: Moduli elastici E_{rm} da dilatometro, per unità geotecnica

Della unità M_s si ha un unico risultato dilato metrico che ha fatto registrare un modulo $E_{rm} = 360$ MPa, che ricade nel campo ipotizzato secondo la correlazione di Hoek & Diederichs nella tabella.

L'unità M_b ha fatto registrare valori del modulo E_{rm} pari a 1'060÷1'970 MPa (n. 2 prove), che appaiono nettamente superiori a quelli ipotizzati nella tabella 12-8.

Infine l'unità M_f ha fatto registrare valori del modulo E_{rm} compresi fra 1'462÷12'010 MPa (n. 4 prove). In questo caso la correlazione è relativamente congruente con le prove in sito, collocandosi tuttavia sui valori più bassi rispetto a quelli ottenuti in sito.

12.2.5. Permeabilità

Nelle unità geotecniche M_f ed M_s sono state effettuate n. 2 prove di permeabilità per ciascuna unità. I risultati sono riportati nella seguente tabella 12-9.

Lotto	Sondaggio	Progressiva (m)	Tipo di prova	Profondità prova		k _h	Unità geotecnica
				da m	a m	m/s	
Lotto 2	FCL10	1'634	Lefranc	8.0	8.5	1.00E-04	M _f
Lotto 2	FCL10	1'634	Lugeon	16.0	17.0	3.30E-06	M _f
Lotto 2	FCL34bis	7'661	Lefranc	7.5	9.0	9.04E-09	M _s
Lotto 2	FCL34bis	7'661	Lefranc	16.0	17.0	5.30E-09	M _s
Albacina	FA1	610	Lefranc	18.0	19.0	2.16E-06	M _s
Albacina	FA2	1'161	Lefranc	18.0	19.0	2.85E-07	M _b
Albacina	FA3	2'036	Lefranc	15.0	18.0	9.39E-07	M _b

tabella 12-9 Risultati prove di permeabilità

Nell'unità M_f i valori di permeabilità misurati sono nettamente più elevati, più di 3 ordini di grandezza, rispetto a quelli rilevati nell'unità M_s.

12.3. Sintesi dei parametri geotecnici unità M_b, M_f, M_s

Unità Geotecnica	M _b	M _f	M _s
γ (kN/m ³)	24.0÷25.0	24.0÷25.0	24.0÷25.0
Parametri roccia intatta			
σ _{ci} (MPa)	6÷15	25÷60	10÷25
E _t (GPa)	0.1	18÷48	4.3
E _s (GPa)	3.0	14÷50	5.0
V _p (m/s)	1050÷2800	4100÷5300	-
V _s (m/s)	550÷940	2100÷3100	-
G ₀ (MPa)	830÷2'200	11'000÷24'000	-
E ₀ (MPa)	2'160÷6'350	29'000÷63'000	-
Parametri ammasso			
V _s (m/s)		750÷1'000	
E _M da dilatometrica (MPa)	1'000÷2'000	1'500÷12'000	360

Unità Geotecnica	M_b	M:f	M_s
E _m secondo Hoek & Diederichs (MPa)	26÷128	750÷3'300	260÷1'070
GSI	15÷25	20÷30	15÷25
mi	7	7	7
a	0.48÷0.51	0.50÷0.52	0.48÷0.51
σ _c (MPa)	0.04÷0.13 (per D = 0.3)	0.18÷0.66 (per D = 0.3)	0.06÷0.22 (per D = 0.3)
	0.025÷0.09 (per D = 0.5)	0.12÷0.46 (per D = 0.5)	0.04÷0.15 (per D = 0.3)
permeabilità k (m/s)	-	3.3x10 ⁻⁶ ÷1x10 ⁻⁴	5.3x10 ⁻⁹ ÷9.0x10 ⁻⁹

tabella 12-10 Sintesi dei parametri geotecnici unità M_b, M_f, M_s

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	133 di 211

13. UNITÀ M_{alt} - FASCE DI ALTERAZIONE FORMAZIONI MARNOSE

Sono 3 le verticali di indagine che hanno individuato spessori significativi di marne degradate ed argillificate al punto da essere stati analizzati mediante le prove tipiche delle terre. Queste tre verticali, i sondaggi FCS71, FCS31 ed FCL34bis, hanno interessato ciascuno una diversa formazione marnosa, e cioè:

FCS71	Schlier (unità M _s)
FCS31	Marne a Fucoidi (unità M _f)
FCL34bis	Scaglia Cinerea (unità M _s)

13.1. Risultati analisi di laboratorio

13.1.1. Prove di classificazione

Nell'ambito di queste formazioni sono state effettuate le seguenti prove di classificazione:

Tipo di prova	Numero di prove
Peso specifico dei grani	12
Peso di volume naturale	8
Peso di volume secco	5
Limiti di Atterberg	12
Contenuto d'acqua naturale	7
Analisi granulometrica (setacci + aerometria)	12

tabella 13-1 Fasce di alterazione formazioni marnose - Prove di classificazione

I risultati delle analisi granulometriche sono sintetizzati nelle seguenti tabella 13-2 e tabella 13-3, suddivise per singolo lotto. In questo caso ad essere interessati da questi materiali di alterazione delle marne sono solo i lotti 1 e 2.

Nelle tabelle sono stati evidenziati in giallo i campioni che presentano una percentuale di sabbia e ghiaia maggiore del 50 % ed in verde i campioni che presentano un contenuto di limo ed argilla maggiore del 50 %, ma bisogna intendere che ciò che è classificato come "ghiaia" deve intendersi come frammenti grossolani non completamente argillificati, eventualmente perché in origine parte di un livello più arenaceo. Benché tali elementi siano pressoché costantemente presenti nei campioni prelevati solo occasionalmente risultano maggioritari.

sondaggio	prof. da tetto formazione	camp.	Unità	ghiaia	sabbia	ghiaia + sabbia	limo	argilla	limo + argilla
FCS71	1.35	CI2	SCH	0.16	28.50	28.66	52.79	18.55	71.34
FCS71	4.25	CR2	SCH	0.67	15.87	16.54	43.08	40.38	83.46
FCS71	19.25	CR3	SCH	4.96	14.97	19.93	43.99	36.08	80.07

tabella 13-2 Risultati analisi granulometriche Lotto 1

sondaggio	prof. da tetto formazione	camp.	Unità	ghiaia	sabbia	ghiaia + sabbia	limo	argilla	limo + argilla
FCS31	4.25	CR4	FUC	9.78	7.87	17.65	49.39	32.96	82.35
FCS31	9.60	CI1	FUC	18.22	3.55	21.77	53.67	24.56	78.23
FCS31	14.65	CI2	FUC	0.32	3.57	3.89	43.68	52.43	96.11
FCL34bis	1.55	CR2	SCC	32.12	26.52	58.64	32.29	9.07	41.36
FCL34bis	4.20	CR3	SCC	24.75	14.10	38.85	50.23	10.92	61.15
FCL34bis	5.70	CI2	SCC	7.36	28.43	35.79	38.54	25.67	64.21
FCL34bis	9.15	CR4	SCC	12.58	12.67	25.25	58.50	16.25	74.75
FCL34bis	11.55	CR5	SCC	10.49	16.00	26.49	49.70	23.81	73.51
FCL34bis	15.50	CR6	SCC	62.83	23.75	86.58	10.65	2.77	13.42

tabella 13-3 Risultati analisi granulometriche Lotto 2

La figura 13.1 mostra come i campioni analizzati si dispongono nella carta di plasticità.

CARTA DI PLASTICITA'

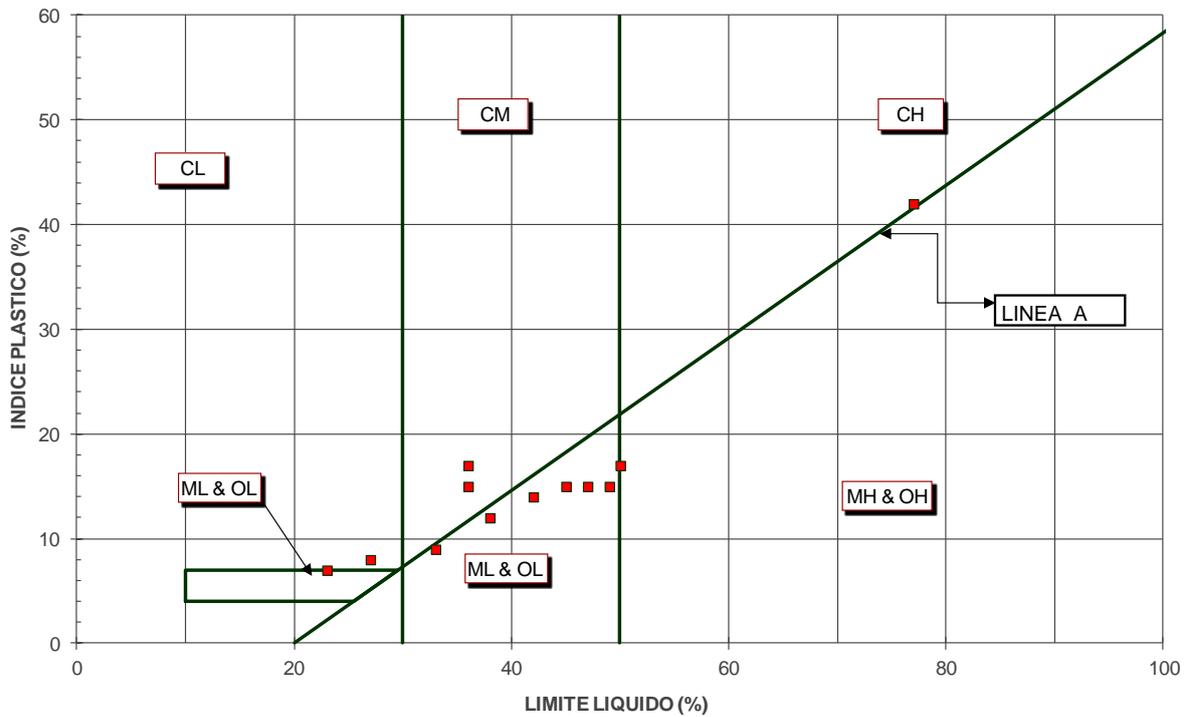


figura 13.1: Carta di plasticità marne alterate

I materiali si presentano di bassa e media plasticità, con un unico valore, facente parte della formazione geologica Schlier (sondaggio FSC71 campione CR3), che si colloca decisamente nel campo dell'alta plasticità. Gli altri tre campioni appartenenti alla medesima formazione si collocano nel campo della media plasticità ma al confine con il limite che individua l'alta plasticità.

Peso di volume naturale e secco

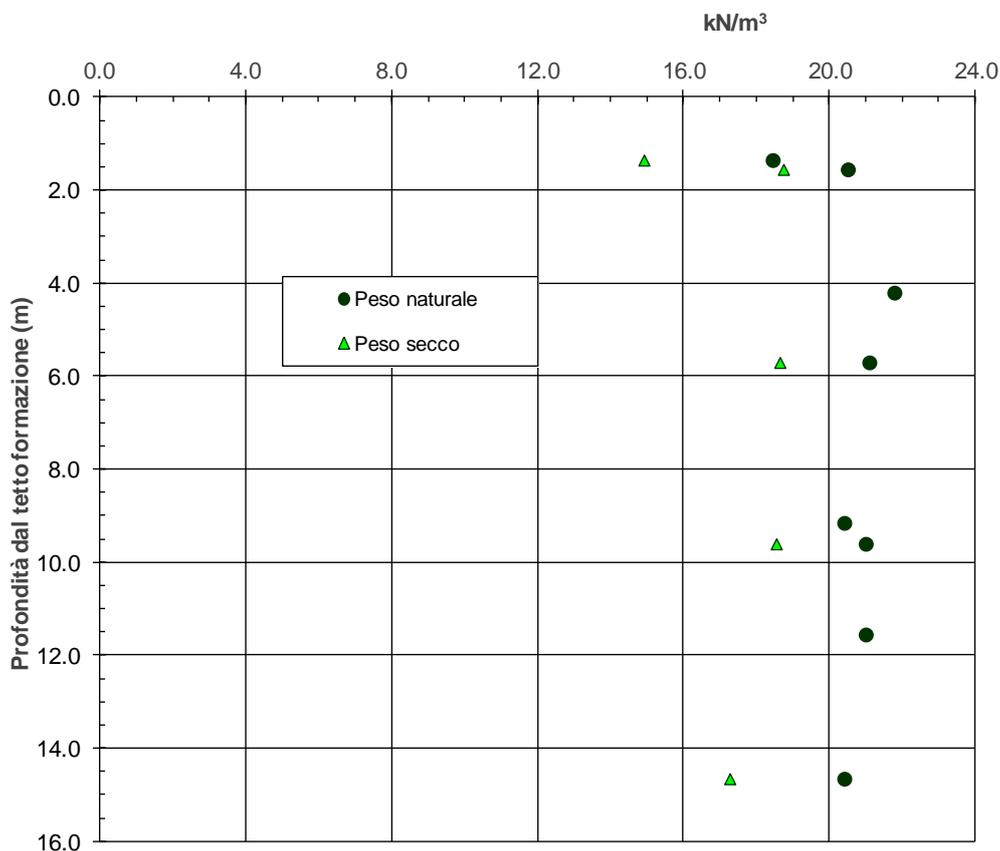


figura 13.2: Peso di volume in funzione della profondità

I valori del peso di volume naturale risulta generalmente compreso fra 20.4 e 21.8 kN/m³ con l'eccezione di un unico valore che ha fatto registrare un peso di volume naturale di 18.4 kN/m³ (sondaggio FCS71 campione CI2), ma si ha motivo di ritenere che questo singolo dato sia poco attendibile perché poco congruente con valori di Pocket Penetrometer sul campione aperto in laboratorio indicati come >600 kPa.

La successiva figura 13.3 mostra i limiti di Atterberg diagrammati in funzione della profondità dal tetto della formazione, insieme con il contenuto d'acqua naturale.

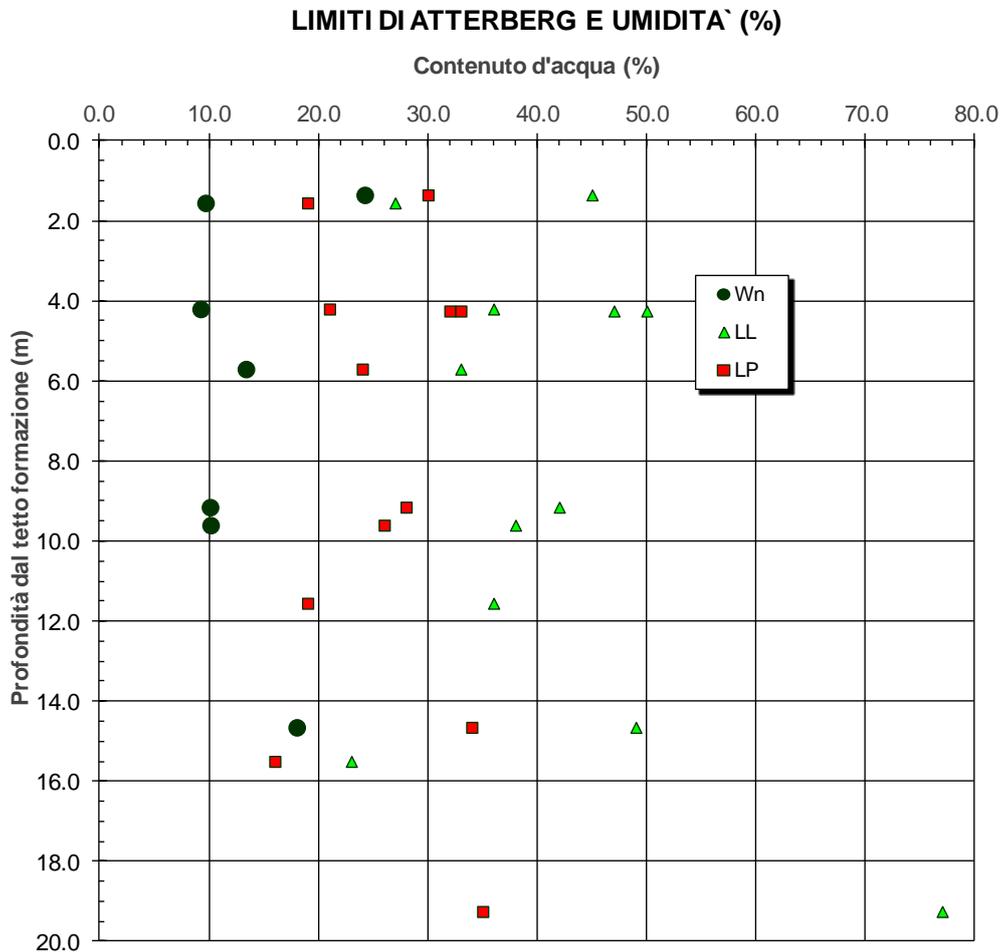


figura 13.3: Limiti di Atterberg e umidità naturale in funzione della profondità

Il grafico mostra che il contenuto d'acqua naturale, ove disponibile, si colloca sempre ben al di sotto del limite di plasticità determinato sui campioni analizzati. Questa circostanza è meglio evidenziata dall'indice di consistenza diagrammato nella seguente figura 13.4.

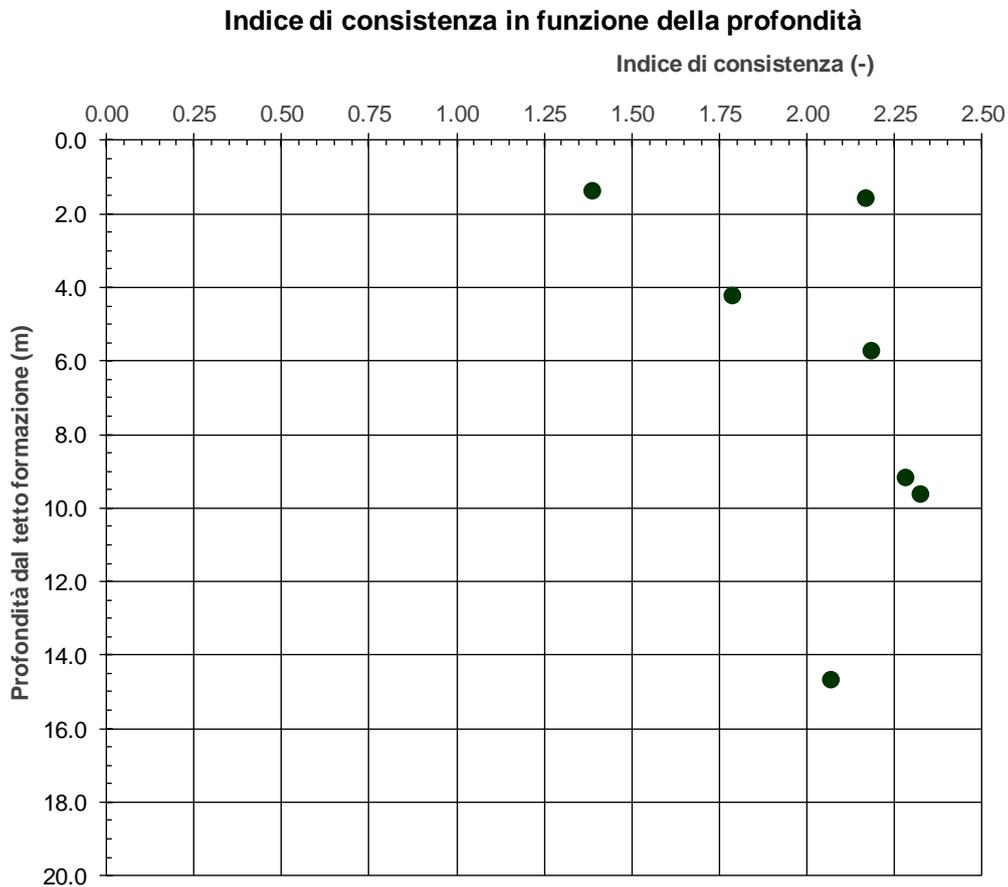


figura 13.4: Indice di consistenza in funzione della profondità

L'indice di consistenza è calcolato come rapporto fra la differenza fra il limite liquido ed il contenuto d'acqua naturale ($LL - W_n$), diviso per l'indice plastico. Assume il valore 0 per contenuto d'acqua pari al limite liquido, materiale in condizione semifluida, ed il valore 1 per contenuto d'acqua pari al limite plastico, materiale di consistenza elevata e non "plasmabile" facilmente. Valori superiori all'unità, e di molto in questo caso, indicano materiale estremamente consistente (Argilla dura secondo la classifica ISRM).

Grado di saturazione in funzione della profondità

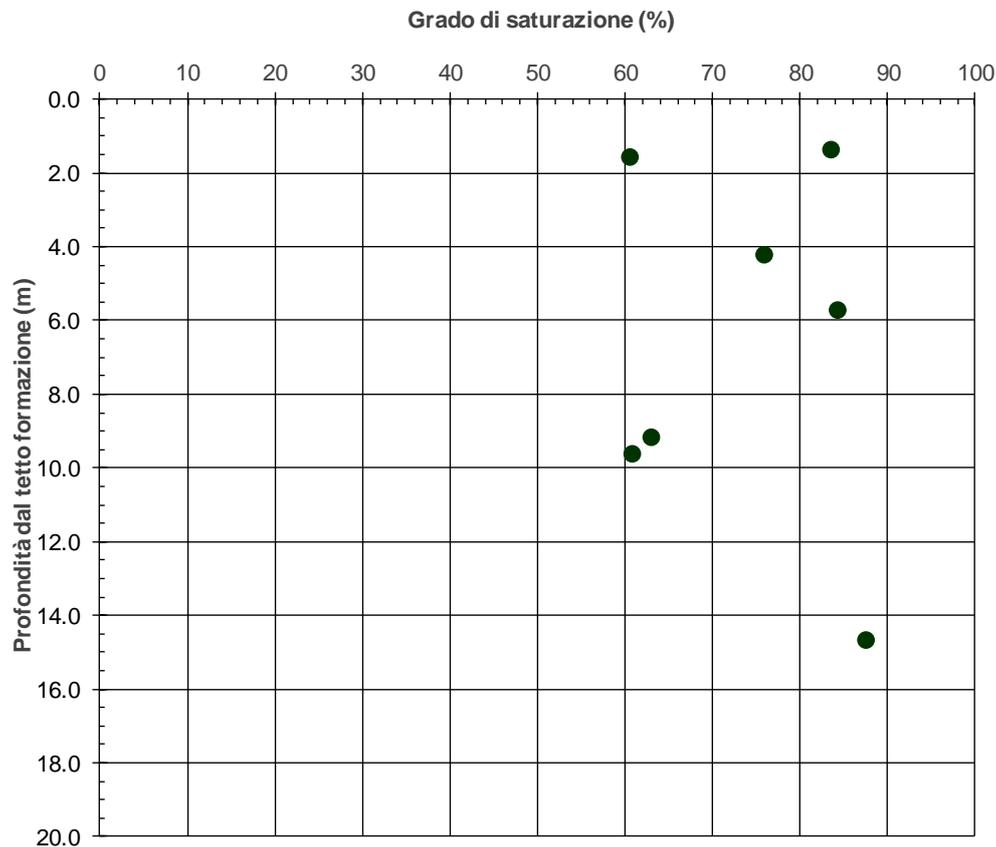


figura 13.5: Grado di saturazione in funzione della profondità

Il grado di saturazione rappresenta il rapporto fra il volume dei vuoti presenti nel campione ed il volume di acqua presente e che occupa appunto tali vuoti. Il valore di 1, o 100 se espresso in percentuale come nel grafico qui sopra, rappresenta campione totalmente saturo. Non sono possibili, a meno degli errori di misura, gradi di saturazione superiori al 100%. I valori rilevati sui campioni prelevati indicano un grado di saturazione compreso fra il 60 % e l'85 % circa. Si tratta quindi di campioni di terreno con una elevata tendenza ad assorbire l'acqua che eventualmente si rendesse disponibile. L'elevata tendenza delle fasce marnose alterate a disgregarsi se esposte agli agenti atmosferici deriva da tale caratteristica.

Si nota ancora che questi materiali, essendo non saturi, se soggetti ad un aumento di carico per effetto di un nuovo rilevato o di una fondazione, non sviluppano un processo di consolidazione in quanto il processo di cedimento non è governato dalla contemporanea espulsione dell'acqua presente nei pori interstiziali. Un tale processo si attiverebbe solo una volta che il cedimento giungesse ad azzerare gli spazi interstiziali vuoti, governando così solo la parte residua del cedimento.

13.1.2. Permeabilità

Sono state effettuate n. 2 prove di permeabilità, di cui una di tipo Lefranc ed una di tipo Lugeon. I risultati sono riportati nella tabella 13-4.

Lotto	Sondaggio	Progressiva (m)	Tipo di prova	Profondità prova		k_h m/s	Unità geotecnica
				da m	a m		
Lotto1	FCS71	370	Lugeon	18.2	18.2	5.36E-07	M_alt
Lotto 2	FCS31	6'146	Lefranc	14.8	16.0	4.53E-07	M_alt

tabella 13-4 Risultati prove di permeabilità

13.1.3. Prove edometriche

Nell'ambito dei tre sondaggi che incontrano una fascia di alterazione della formazione marnosa è stato possibile effettuare solo 2 prove edometriche.

Nella figura 13.6 sono presentati i valori della pressione di consolidazione in funzione della profondità.

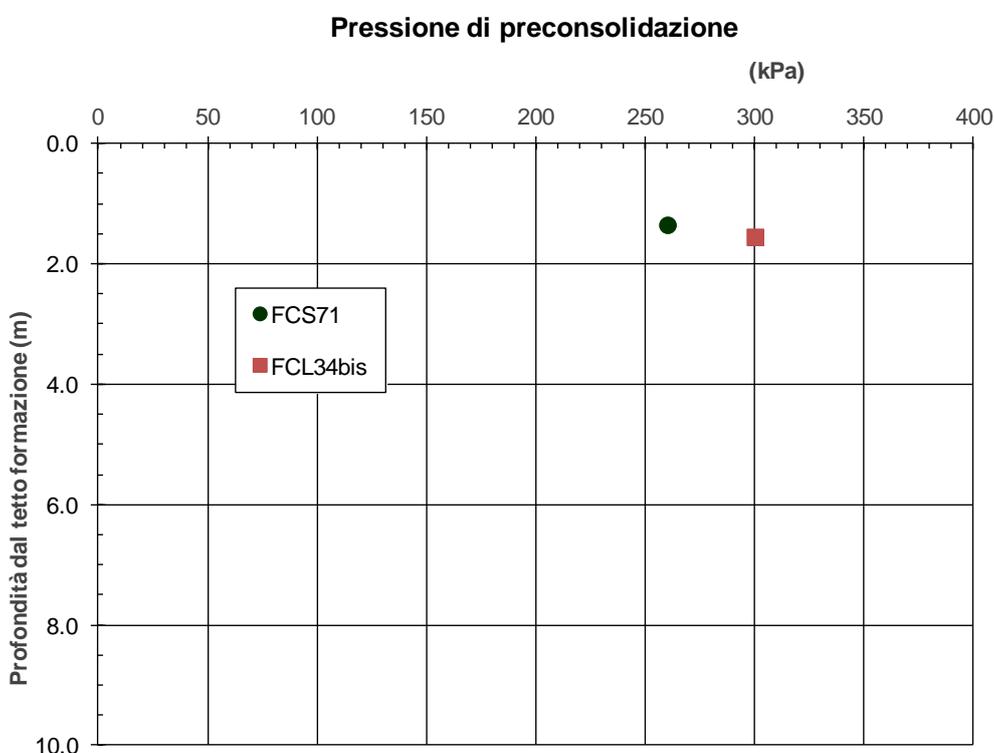


figura 13.6: Pressione di consolidazione in funzione della profondità

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

Si nota che il campione del sondaggio FCS71 ha fatto registrare alla apertura in laboratorio delle misure Pocket di 600 kPa, che corrispondono ad una resistenza al taglio non drenata $c_u = 300$ kPa. Facciamo pertanto ancora ricorso, come nel paragrafo 10.1, alla correlazione riportata nelle British Standard BS 8004:2015 secondo cui il rapporto tra la coesione non drenata (c_u) e la tensione verticale efficace può essere correlato al grado di sovraconsolidazione mediante la relazione già riportata nel paragrafo 8.3:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = k_1 \cdot OCR^{k_2}$$

con: $k_1 = 0.23$, e $k_2 = 0.8$.

Considerando un materiale normalmente consolidato questa correlazione si riduce a:

$$c_u = 0.23 \times \sigma'_{v0}$$

essendo σ'_{v0} la pressione geostatica efficace. Poiché la riduzione della pressione verticale efficace agente su un elemento di terreno non fa diminuire la pressione di preconsolidazione, ma al più fa diminuire la resistenza al taglio acquisita per effetto di tale carico, si deduce che la pressione di preconsolidazione del campione CI1 del sondaggio FCS71 potrebbe stimarsi pari a:

$$\sigma'_{vp} = c_u / 0.23 = 300 / 0.23 = 1'300 \text{ kPa} \gg 260 \text{ kPa}$$

Ovviamente il valore della resistenza al taglio non drenata mediante misure Pocket è approssimata ed egualmente lo è la correlazione richiamata, però questi elementi sono del tutto sufficienti ad evidenziare il grado di sottovalutazione insito in questi risultati che, è doveroso ricordarlo, sono tuttavia ottenuti in condizioni molto difficili. Questo perché i fenomeni di alterazione non procedono uniformemente nel corpo della roccia, ma seguono andamenti molto irregolari. Ciò comporta che la perforazione ed il prelievo di campioni incontra condizioni di terreno continuamente ed imprevedibilmente variabili, cosa che certamente non permette di operare al meglio.

Discorso del tutto analogo potrebbe farsi per l'altro campione, il CR2 del sondaggio FCL34bis, del quale non abbiamo misure di resistenza al taglio, ma che essendo caratterizzato da un indice di consistenza superiore a 2 si può facilmente prevedere che la resistenza al taglio probabilmente sarebbe stata non inferiore a quella dell'altro campione considerato.

Nella successiva figura 13.7 si presenta il modulo edometrico valutato, così come per le alluvioni terrazzate, in corrispondenza della pressione di consolidazione stimato.

Modulo edometrico in funzione della profondità

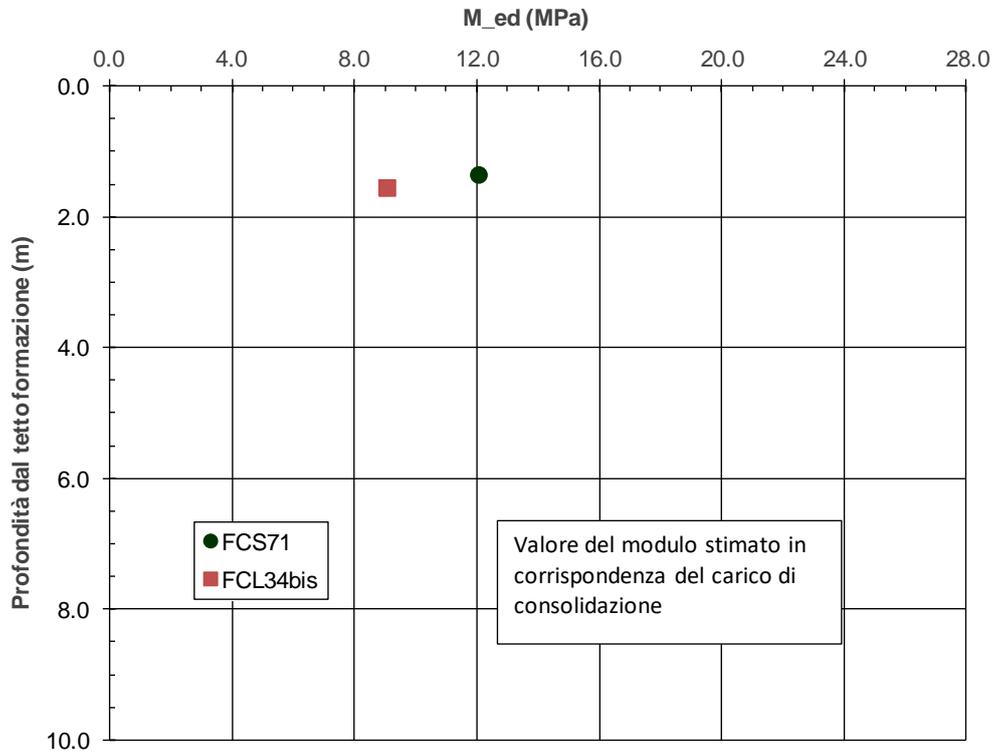


figura 13.7: Modulo edometrico in funzione della profondità

Il commento alla precedente figura 13.6 ovviamente si riverbera anche su questa caratteristica desunta dai risultati della prova edometrica e fa ritenere che anche il modulo edometrico potrebbe essere significativamente più alto.

Nella seguente tabella 13-5 sono riassunti le principali caratteristiche desunte dalle prove edometriche.

	Sondaggio	Campione	Profondità dal p.c.	Pressione di consolidazione	Modulo edometrico	permeabilità	coefficiente di consolidazione
			m	kPa	MPa	cm/s	cm ² /s
Lotto 1	FCS 71	CI 1	10.0-10.50	260	12.05	1.78x10 ⁻⁸	2.11x10 ⁻³
Lotto 2	FCL 34bis	CR 2	8.00-8.30	300	9.06	1.62x10 ⁻⁸	1.49x10 ⁻³

tabella 13-5 Parametri geotecnici desunti dalle prove edometriche

13.1.4. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

La resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci è stata valutata tramite prove triassiali CIU con misura della pressione dei pori e tramite prove di taglio diretto.

L'elenco delle prove effettuate e dei campioni su cui sono state effettuate è riportato nella seguente tabella 13-6.

	Sondaggio	Campione	Profondità dal	Tipo di prova	Angolo di	Coesione
			p.c.		attrito	
			m		°	kPa
Lotto 1	FCS 71	CI 2	15.70-16.20	TX-CIU	25.1	47.0
Lotto 2	FCS31	CI 1	20.00-20.40	TD	31.4	12.5
Lotto 2	FCS31	CI 2	25.00-25.50	TX-CIU	28.0	4.0
Lotto 2	FCL 34bis	CR3	10.70-10.90	TD	28.7	1.7
Lotto 2	FCL 34bis	CR5	18.00-18.25	TD	31.1	16.8
Lotto 2	FCL 34bis	CR5	18.00-18.25	TX-CIU	30.4	13.0

tabella 13-6 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Le unità geotecniche di origine di questi campioni sono la M_s per i sondaggi FCS71 ed FCL34bis, e la M_f per il sondaggio FCS31.

I risultati di queste prove sono presentati nella figura 13.8.

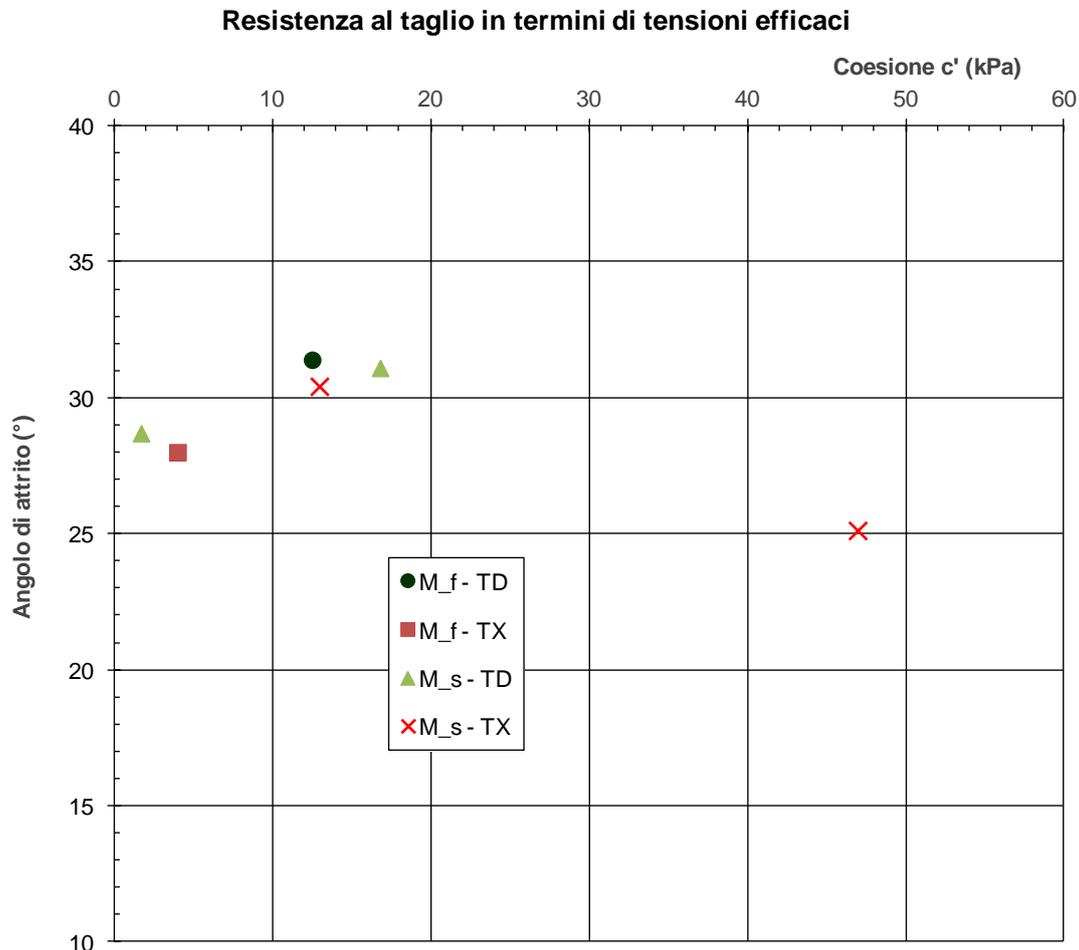


figura 13.8: Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci ϕ' e c'

Una parte dei risultati si colloca in maniera abbastanza omogenea intorno all'angolo di attrito $\phi' = 30^\circ$ con una coesione efficace c' compresa fra 1.7÷16.8 kPa. Del tutto anomalo il risultato ottenuto sul campione CI2 del sondaggio FCS71, una coesione efficace di ben 47 kPa. Bisogna però ricordare che le caratteristiche di resistenza nell'ambito di una fascia di alterazione sono tutt'altro che uniformi dal momento che l'alterazione stessa generalmente non procede su percorsi uniformi ma imprevedibili, e risultati così diversi possono dipendere da un diverso grado di alterazione.

A parte quest'ultimo dato anomalo gli altri campioni evidenziano differenze fra risultati delle prove di taglio diretto e di quelle triassiali.

13.1.5. Resistenza al taglio in condizioni non drenate

Per la misura della resistenza al taglio in condizioni non drenate è stata effettuata tramite prove ad espansione laterale libera (ELL), prove triassiali UU, prove mediante Pocket Penetrometer alla apertura dei campioni

indisturbati in laboratorio ed infine mediante prove dilatometriche. L'elenco dei campioni interessati e delle tipologie di prova utilizzate sono riassunti nella seguente tabella 13-7. Per le misure Pocket si è utilizzato il simbolo \geq in quanto il valore di 300 kPa, che corrisponde alla lettura al Pocket di 600 kPa corrisponde al valore di fondo scala della misura.

	Sondaggio	Campione	Profondità dal p.c.	Profondità dal tetto formazione	Tipo di prova	Coesione non drenata
			m	m		kPa
Lotto 1	FCS 71	CI 2	15.70-16.20	1.10-1.60	media Pocket	≥ 300
Lotto 2	FCS31	DL 2	20.00	9.40	Dilatometro	508
Lotto 2	FCS31	CI 1	20.00-20.40	9.40-9.80	media Pocket	≥ 300
Lotto 2	FCS31	CI 2	25.00-25.50	14.40-14.90	media Pocket	≥ 300
Lotto 2	FCL 34bis	DL 1	7.00	0.40	Dilatometro	703
Lotto 2	FCL 34bis	CR3	10.70-10.90	4.10-4.30	ELL	68
Lotto 2	FCL 34bis	CI 2	12.15-12.45	5.55-5.85	TX UU	276
Lotto 2	FCL 34bis	CI 2	12.15-12.45	5.55-5.85	media Pocket	195
Lotto 2	FCL 34bis	CI 2	15.00	8.40	Dilatometro	846
Lotto 2	FCL 34bis	CR4	15.70-15.90	9.10-9.30	ELL	56

tabella 13-7 Resistenza al taglio non drenata c_u

Questi risultati sono diagrammati in funzione della profondità dalla sommità della formazione nella seguente figura 13.9.

Resistenza al taglio non drenata in funzione della profondità

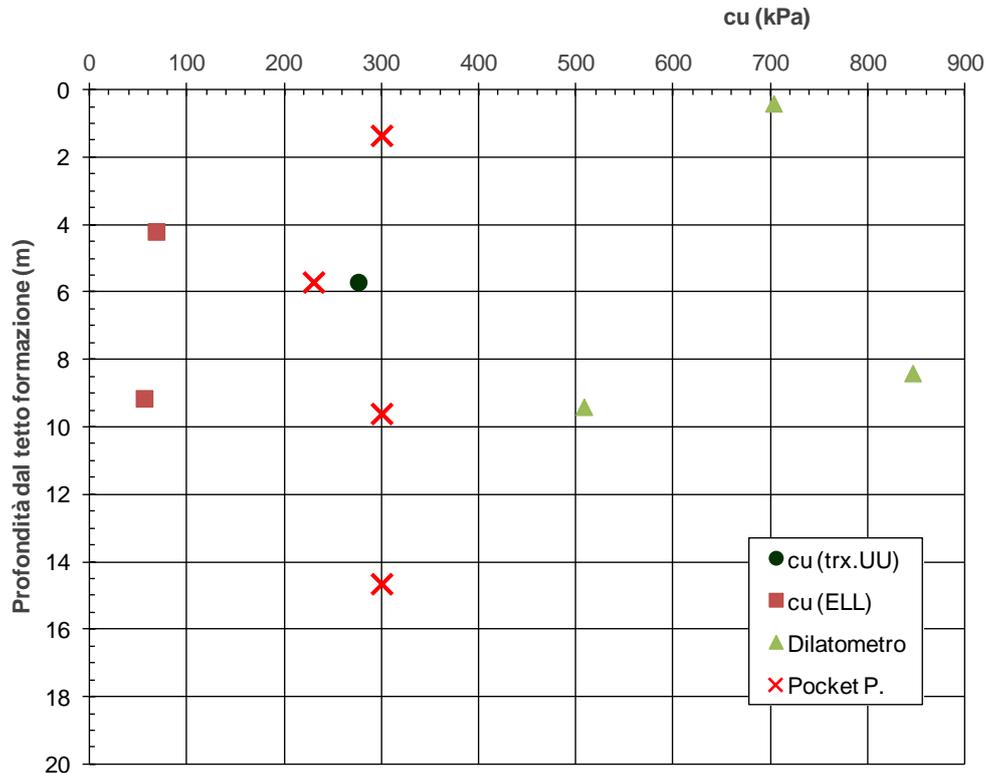


figura 13.9: Resistenza al taglio in condizioni non drenate

In merito ai risultati bisogna sottolineare che quelli ottenuti mediante prove ad espansione laterale libera ELL su campioni “rimaneggiati” cioè prelevati dalle cassette catalogatrici poco dopo la perforazione, scortecciati e impermeabilizzati mediante paraffina fusa per non alterarne il grado di umidità, non sono credibili essendo i risultati, circa 56 e 68 kPa, non congruenti con materiali che hanno un peso di volume naturale di 2.22 e 2.08 Mg/m³ nonché indici di consistenza di 1.79 e 2.28, chiaramente non saturi. I valori ottenuti mediante Pocket Penetrometer si allineano sul valore di 300 kPa che, come già spiegato, è il valore massimo registrabile con il dispositivo, e quindi deve intendersi non come valore misurato ma come “maggiore o uguale” a 300 kPa.

Fra loro abbastanza congruenti i risultati ottenuti mediante prove dilatometriche, che tuttavia scontano il problema che il cinematismo di rottura è diverso rispetto a quello cui si fa normalmente riferimento, cioè di schiacciamento. Tuttavia il quadro complessivo fa ritenere che si tratti di materiali con elevata resistenza al taglio, quanto meno dell'ordine dei valori indicati dalle prove con Pocket Penetrometer.

13.2. Modulo non drenato E_u

Trattandosi di materiali coesivi a bassa o media plasticità con indice plastico $IP < 30$, e con un rapporto di sovraconsolidazione OCR presumibilmente dell'ordine di 3÷5, con riferimento alla relazione di cui alla figura 8.2 si ritiene possa assumersi nella relazione:

$$E_{u,50} = k c_u$$

un fattore $k = 450 \div 1000$

Il modulo di deformazione è stato inoltre valutato tramite le misure dilatometriche effettuate entro livelli di materiali coesivi.

Tre sono le prove dilatometriche utilizzabili a questo scopo, di cui una effettuata in marne alterate derivanti dalla formazione geologica delle Marne a Fucoidi, sondaggio FCS31, e due derivanti dalla formazione Scaglia Cinerea, nel sondaggio FCL34bis.

Nella figura 13.10 si presenta il modulo elastico desunto da tali prove.

Per confronto fra i due possibili approcci, tramite correlazione empirica e tramite prove dilatometriche, si è applicata la relazione ai valore della c_u ricavata dalle stesse prove dilatometriche e confrontando poi il valore del modulo elastico in condizioni non drenate determinato secondo queste due diverse modalità. Il confronto è riportato nella seguente tabella 13-8.

Sondaggio	Prova	Resistenza non drenata da dilatometro	Modulo E_u da correlazione	Modulo E_u da prova dilatometrica
		(kPa)	(MPa)	(MPa)
FCS31	DL 2	508	230÷508	579
FCL 34bis	DL 1	703	320÷703	469
FCL 34bis	DL 2	846	380÷846	489

tabella 13-8 Confronto fra modulo E_u da correlazione empirica e da prove dilatometriche

Il risultato del confronto, considerata la differenza fra i due diversi approcci, si può ritenere più che soddisfacente per definire un corretto ordine di grandezza del modulo non drenato.

Modulo elastico da prove dilatometriche

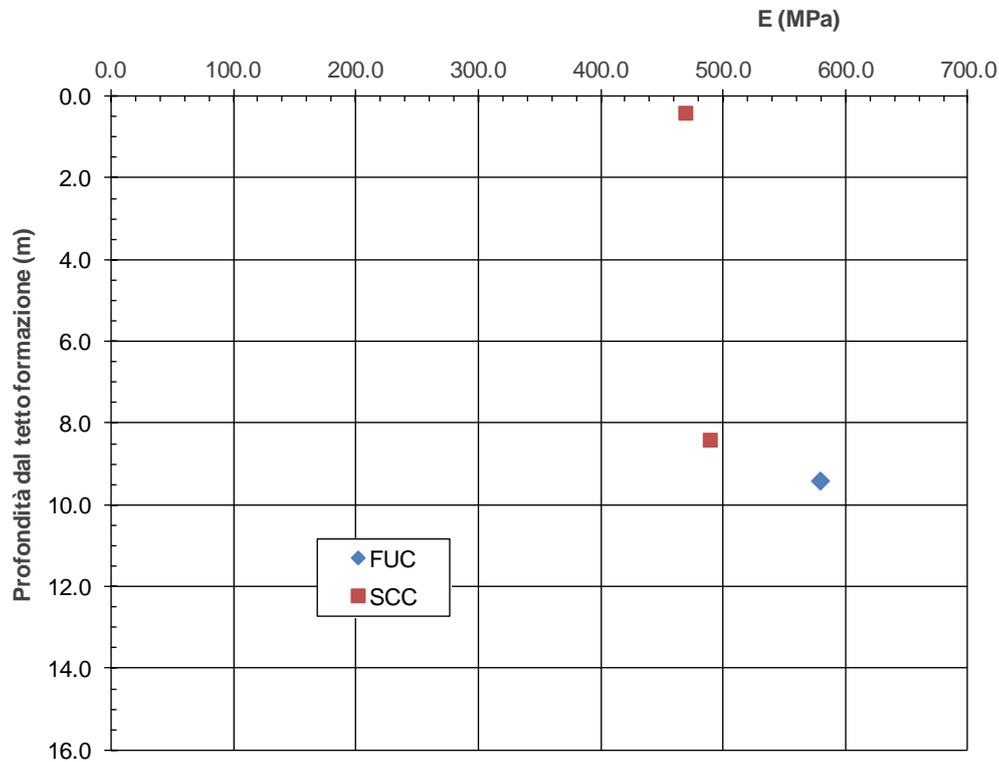


figura 13.10: Modulo elastico da prova dilatometrica

13.3. Unità M_alt - Sintesi dei parametri geotecnici

Qui di seguito si riporta la sintesi delle caratteristiche geotecniche delle formazioni marnose argillificate.

- Limite di liquidità 25÷50 %
- Indice plastico 8÷18 %
- Contenuto d'acqua 10÷12 %
- Indice di consistenza 1.8÷2.2
- Grado di saturazione 60÷85 %
- Peso di volume naturale 20.4÷21.8 kN/m³
- permeabilità 4.53x10⁻⁷÷5.36x10⁻⁷
- Modulo edometrico E_{Ed} = 18÷24 MPa
- Pressione di preconsolidazione PC = 260÷300 kPa
- Permeabilità verticale k_v = 1.6÷1.8x10⁻⁸ cm/s
- Coefficiente di consolidazione c_v = 1.5÷2.1x10⁻³ cm²/s
- Coefficiente di consolidazione secondaria c_α = 1.6x10⁻³÷3.3x10⁻³
- Resistenza al taglio in condizioni non drenate c_u = 300÷400 kPa
- Modulo elastico in condizioni non drenata E_u = 135÷400 MPa

- Angolo di attrito $\varphi' = 28^{\circ} \div 30^{\circ}$
- Coesione in termini di sforzi efficaci $c' = 4 \div 12 \text{ kPa}$

Si sottolinea la probabilità che i valori relativi alle caratteristiche edometriche e di resistenza al taglio emersi dalle indagini possano sottovalutare le caratteristiche meccaniche dei terreni in sito, particolarmente per quanto riguarda i coefficienti di consolidazione, che non tengono conto della condizione prevalente di terreni non saturi di questi materiali.

	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	150 di 211

14. ARGILLE AZZURRE

Rientrano nella formazione delle Argille Azzurre la litofacies pelitico-arenacea (FAAe) e la litofacies “Membro delle arenarie di Borello” (FAA2). Queste due formazioni costituiscono il substrato delle Alluvioni Terrazzate e si incontrano nel tratto terminale del secondo lotto e lungo tutto il terzo lotto della linea ferroviaria in progetto.

Come già anticipato, queste formazioni, che a livello generale sono descritte come formazioni prevalentemente arenacee, nella fascia più superficiale esplorata dalle indagini, e di maggiore interesse per le opere da realizzare, per lo più non si presentano litificate ma come argille fortemente preconsolidate, a tratti limoso sabbiose, e con qualche inclusione arenacea. Ne è testimonianza il fatto che la massima parte dei campioni prelevati in queste due formazioni sono stati trattati nel laboratorio geotecnico alla stregua di “terre”, con le classiche analisi di classificazione, quali ad esempio analisi granulometriche e limiti di Atterberg, che in una formazione litificata non sono possibili.

Pertanto questa formazione è stata suddivisa in due unità geotecniche, denominate Aa_L ed Aa_Ar, costituite rispettivamente dalla componente pelitica più superficiale e dalla componente arenacea generalmente più profonda, ed analizzeremo separatamente queste due componenti.

Si noti però che, anche se i livelli arenacei si incontrano generalmente a maggiore profondità, non esiste sempre una netta suddivisione fra queste due componenti, ma livelli arenacei attraversano talvolta anche la fascia superiore ove sono prevalenti le componenti pelitiche e viceversa.

14.1. Unità Aa_L - Componente pelitica

14.1.1. Prove di classificazione

Nell'ambito della unità Aa_L sono state effettuate le seguenti prove di classificazione:

Tipo di prova	Numero di prove
Peso specifico dei grani	64
Peso di volume naturale	47
Peso di volume secco	38
Limiti di Atterberg	68
Contenuto d'acqua naturale	38
Analisi granulometrica (setacci + aerometria)	69

tabella 14-1 Unità geotecnica Aa_L - Prove di classificazione

Nelle seguenti figure si presentano i risultati di queste prove e le grandezze da queste derivate.

CARTA DI PLASTICITA'

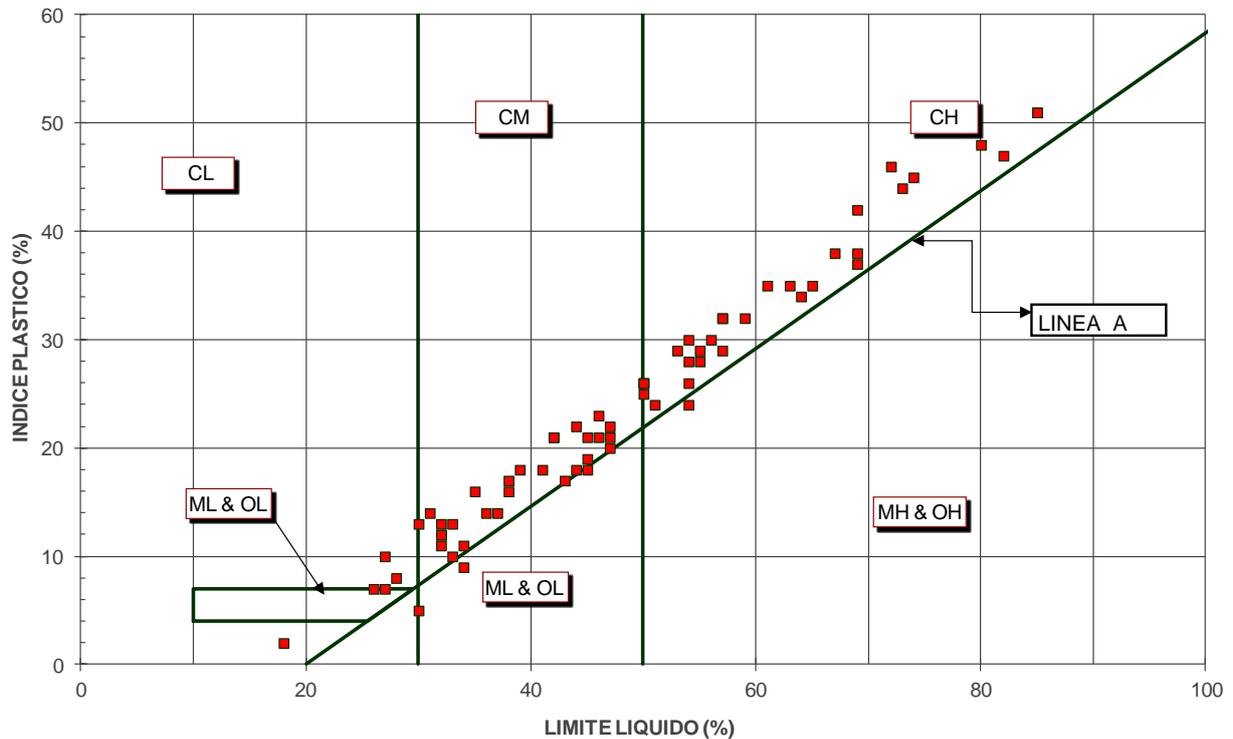


figura 14.1: Carta di Plasticità componente pelitica Argille Azzurre

I materiali si presentano di media ed alta plasticità. Come si evince dalla successiva figura 14.4 i campioni al di sopra dei 10 m dal tetto della formazione presentano un limite plastico inferiore al 50÷60 %, e pertanto rimangono prevalentemente nel campo della media plasticità. Al di sotto dei 10 m la plasticità generalmente aumenta, risultando poi sempre nel campo dell'alta plasticità al di sotto dei 20÷22 m dal piano campagna.

Nella seguente figura 14.2 si presenta l'andamento granulometrico nell'ambito dell'unità Aa_L.

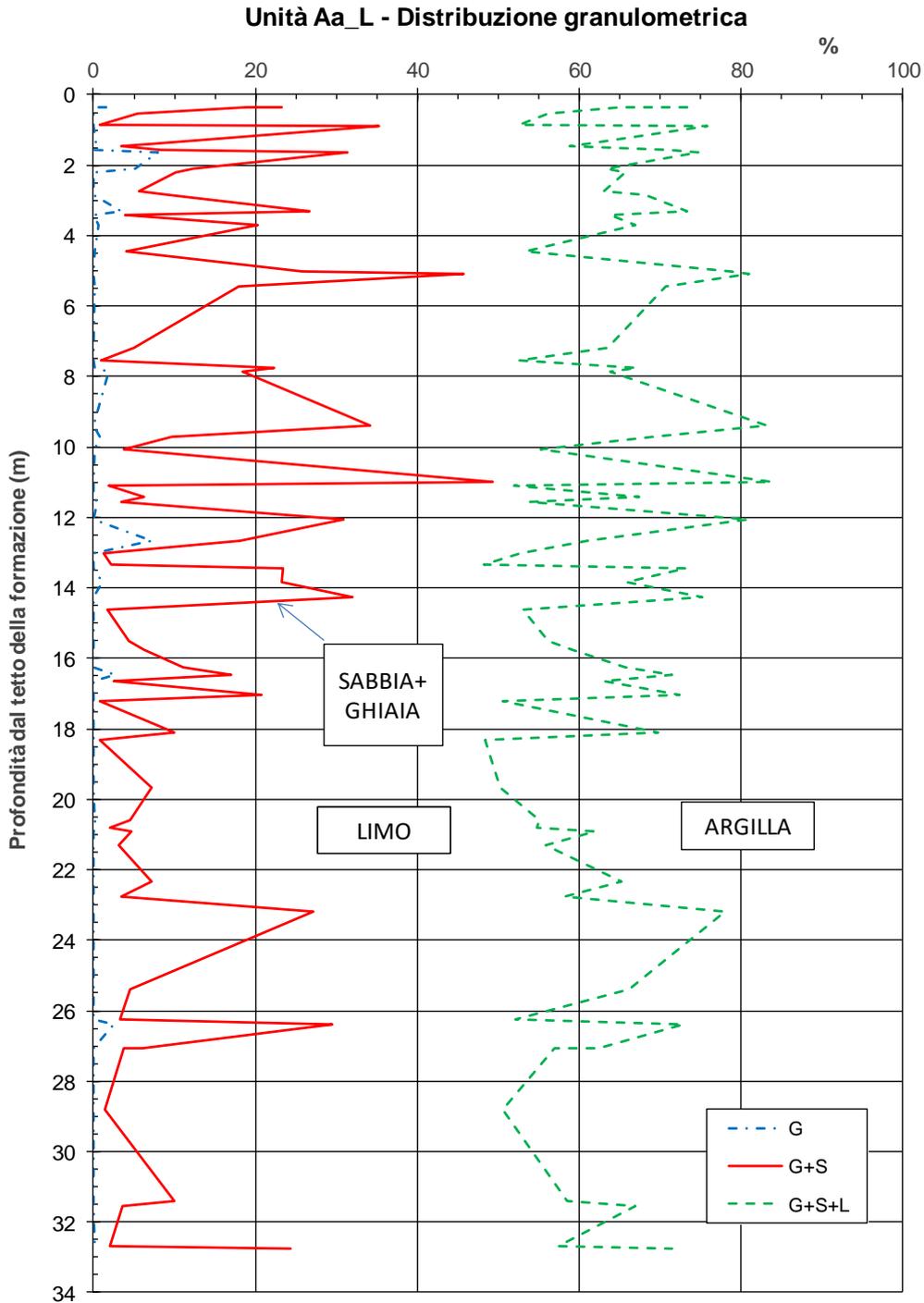


figura 14.2: Andamento granulometrico

Nella seguente figura 14.3 si presentano i valori del peso di volume naturale e del peso secco. Si noti che questi, così come le grandezze successive, non sono diagrammati in funzione della profondità dal piano campagna ma rispetto al tetto della formazione, così come già operato per le formazioni costituenti il substrato delle alluvioni terrazzate.

Unità Aa_L - Peso di volume naturale e secco

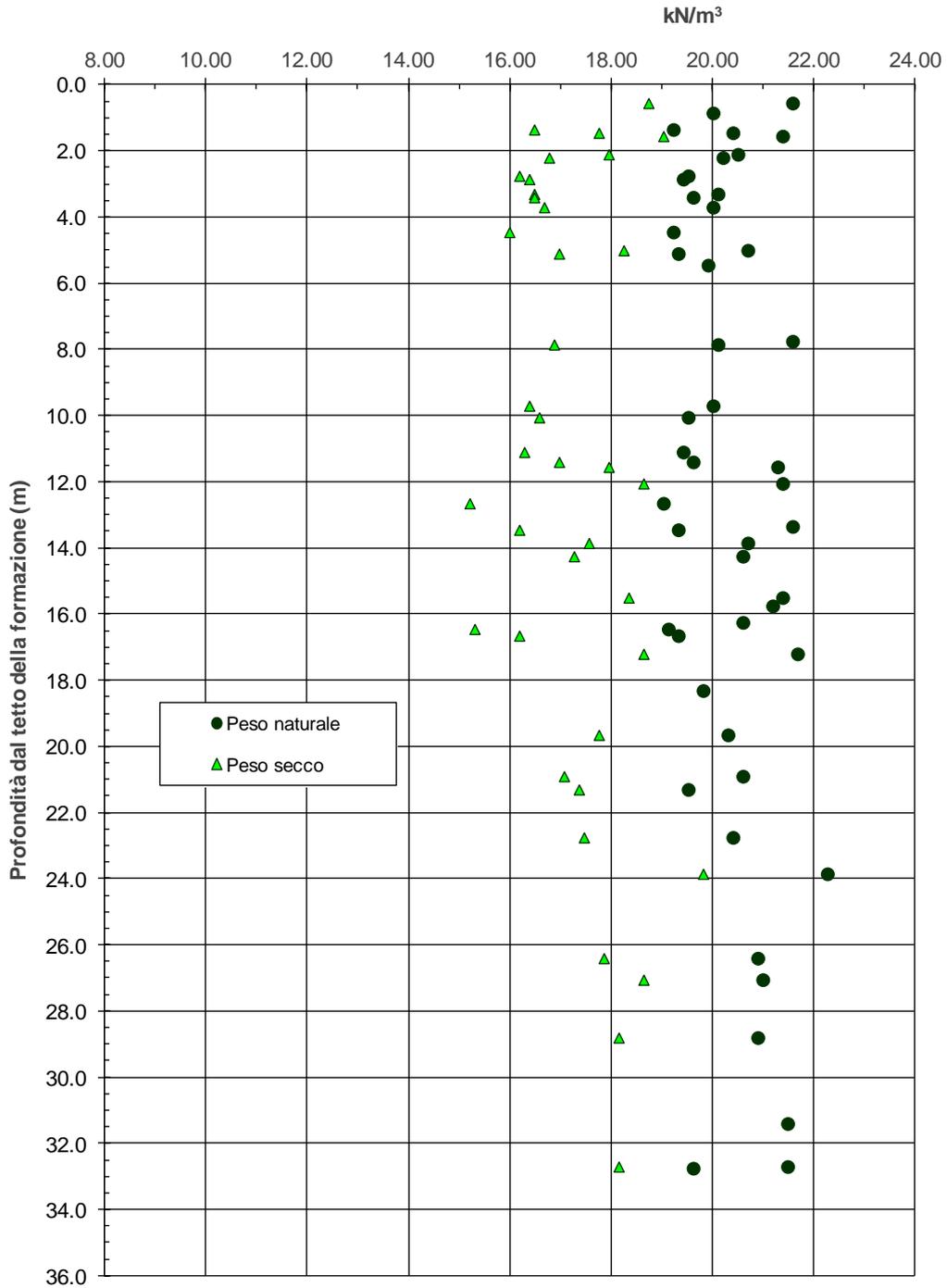


figura 14.3: Peso di volume in funzione della profondità

Dal grafico emerge come i valori del peso di volume naturale siano per lo più compresi fra 19.5 e 22 kN/m³, con andamento crescente con la profondità. Il peso di volume secco oscilla per lo più entro i valori di 16.0÷18.5 kN/m³, anche in questo caso con andamento leggermente ma chiaramente crescente verso il basso.

Nella seguente figura 14.4 sono diagrammati, in funzione della profondità dal tetto della formazione, i limiti di Atterberg ed il contenuto naturale di acqua.

Unità Aa_L - Limiti di Atterberg e Umidità (%)

Contenuto d'acqua (%)

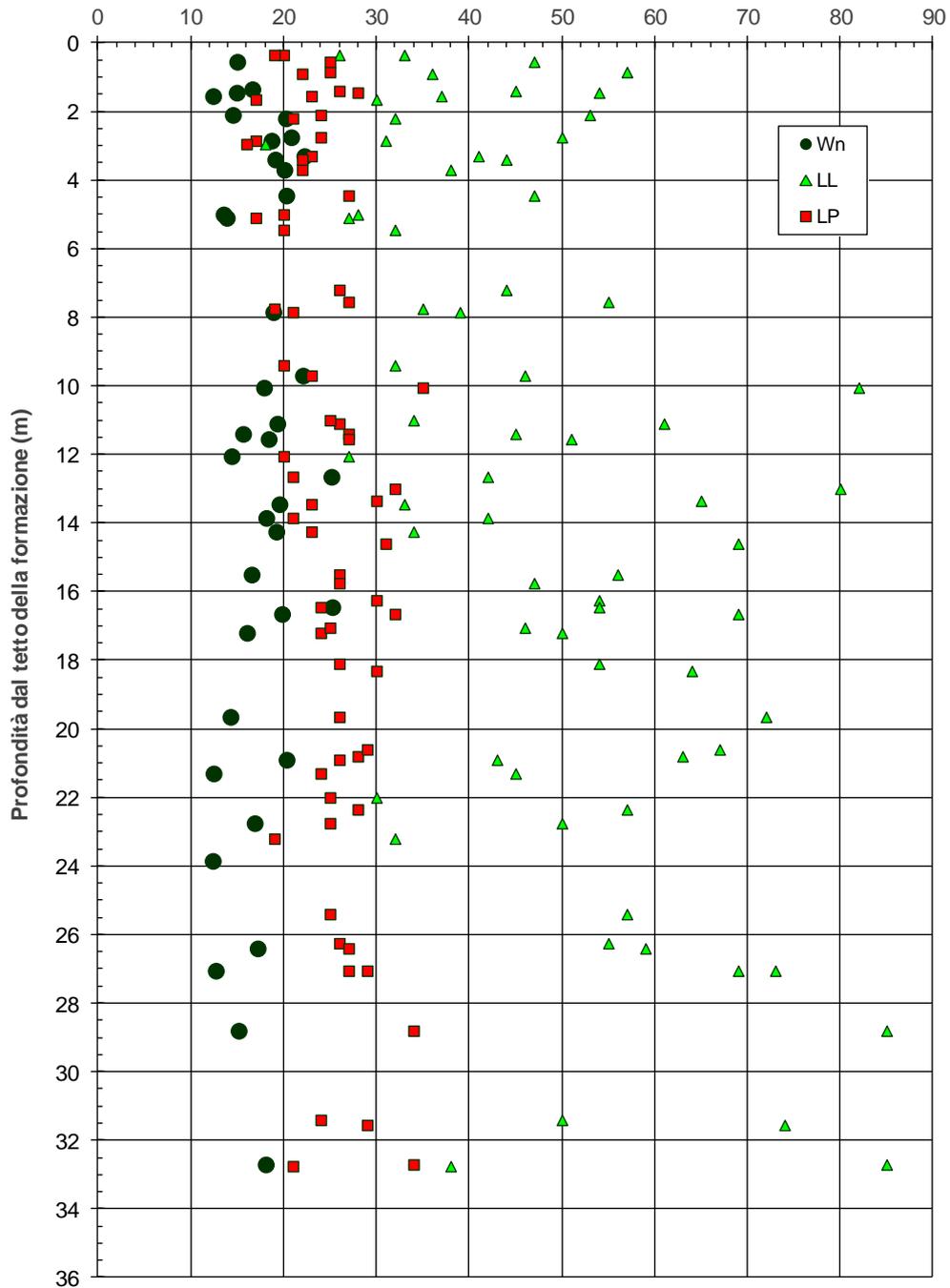


figura 14.4: Limiti di Atterberg e umidità naturale in funzione della profondità

Il contenuto d'acqua naturale si colloca pressoché sempre al di sotto del limite di plasticità, indice di un elevato grado di consistenza. Ciò è evidenziata ancor meglio dall'indice di consistenza, diagrammato nella seguente figura 14.5.

Unità Aa_L - Indice di consistenza

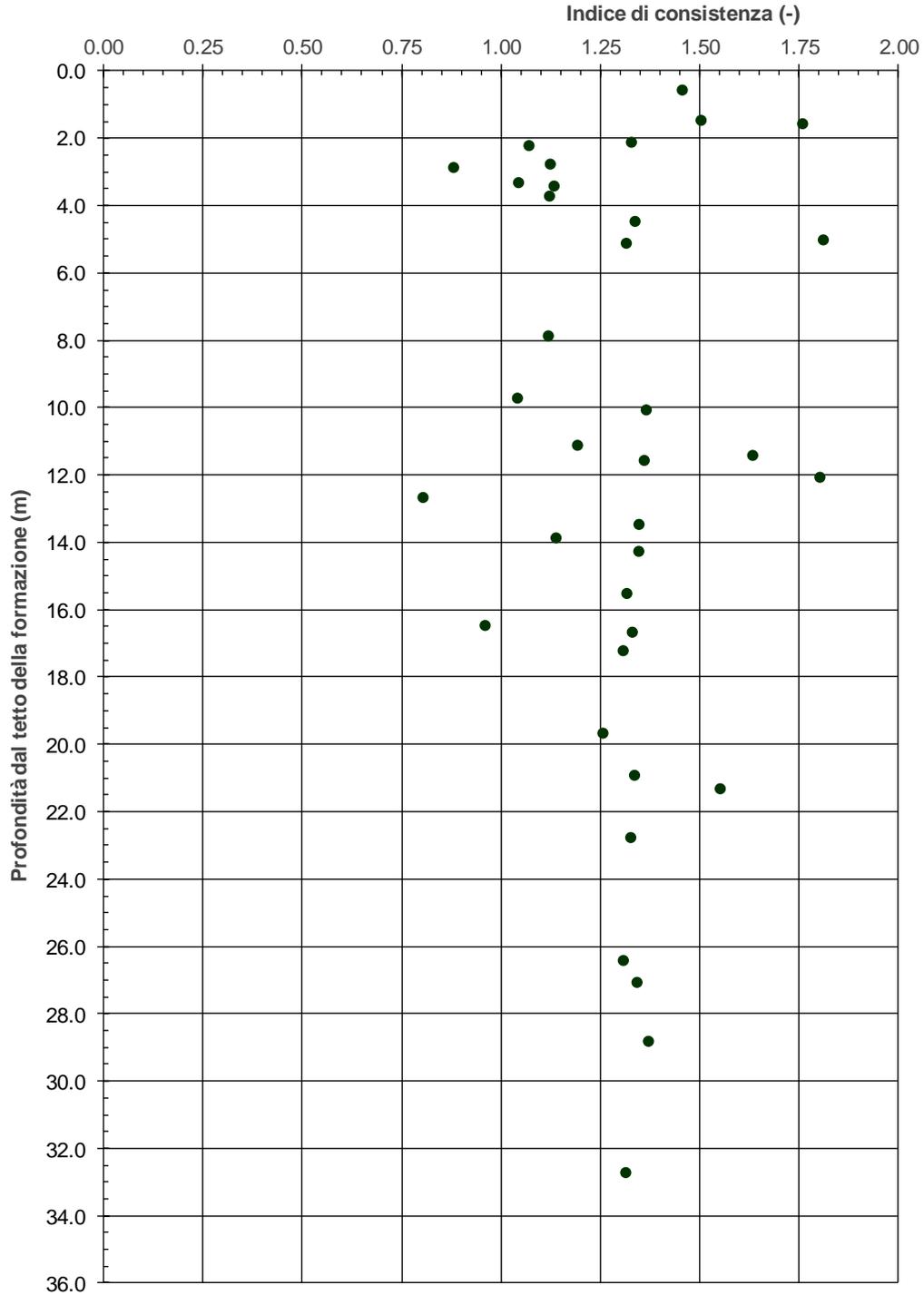


figura 14.5: Indice di consistenza in funzione della profondità

Come già esplicitato, questo indice rappresenta sinteticamente il grado di consistenza del terreno. Nel caso specifico risulta che, ad esclusione di soli 3 valori che si distaccano dal resto della popolazione di dati, tutti gli altri campioni presentano un indice di consistenza > 1 , caratteristica comune ai terreni molto sovraconsolidati e compatti. Nella parte superiore del grafico, al di sopra dei 18 m dal tetto della formazione, si riscontra una certa dispersione dei dati, mentre al di sotto questi sono quasi costanti sul valore di circa 1.30.

Il successivo grafico di figura 14.6, dove viene diagrammato il grado di saturazione dei campioni in funzione della profondità dal tetto della formazione, conferma per altra via il quadro precedente.

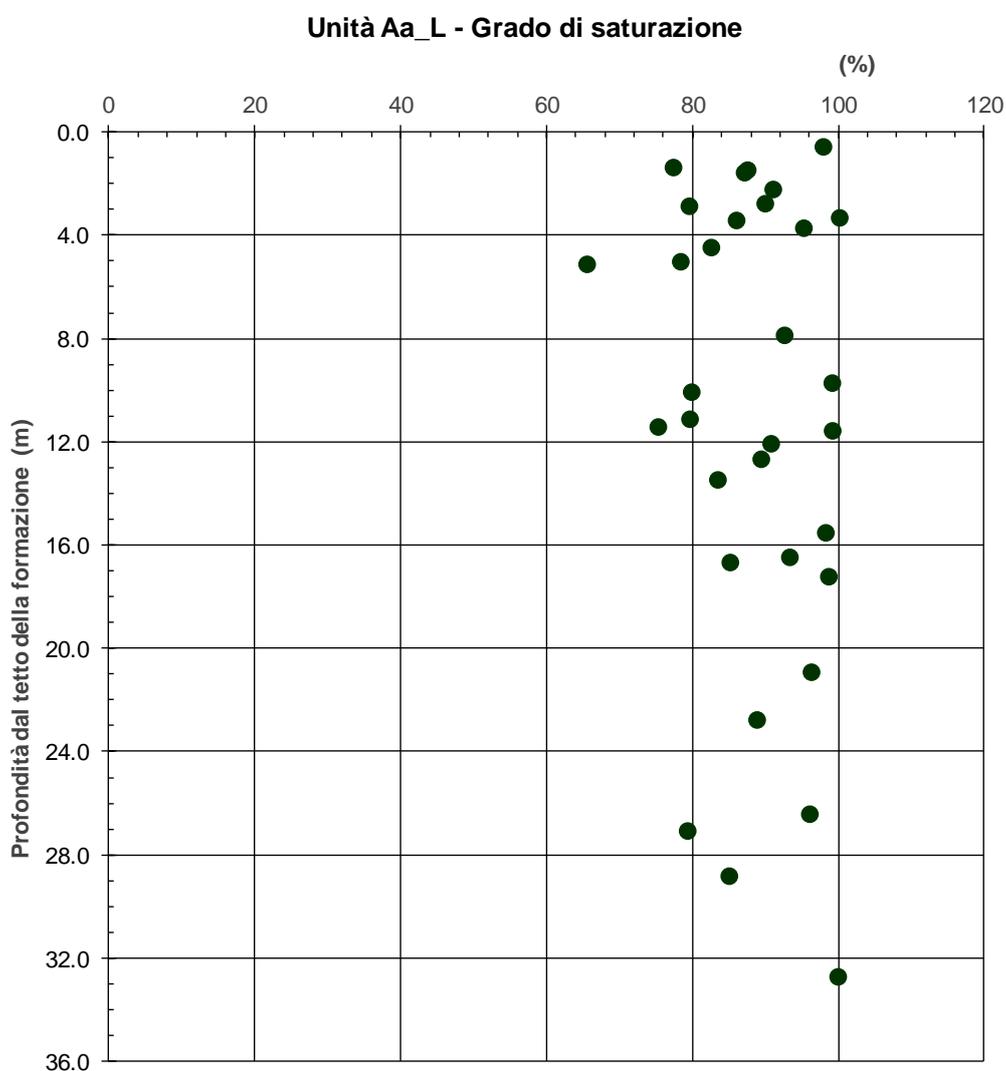


figura 14.6: Grado di saturazione in funzione della profondità

Si riscontra infatti che la massima parte dei campioni presentano un grado di saturazione inferiore al 100 %, finanche inferiore all'80 % e solo una minoranza dei campioni si colloca in prossimità del 100 %.

14.1.2. Permeabilità

Sono state effettuate n. 13 prove di permeabilità, di cui 11 di tipo Lefranc e n. 2 prove di tipo Lugeon, i cui risultati sono riassunti nella seguente tabella 14-2.

Sondaggio	Progressiva (m)	Tipo di prova	Profondità prova		k_h m/s	Unità geotecnica
			da m	a m		
FCL35	8'065	Lefranc	29.5	30.5	3.60E-08	Aa_L
FCL36bis	75	Lefranc	18.0	19.0	4.00E-08	Aa_L
FCL38	660	Lefranc	18.5	19.0	8.73E-09	Aa_L
FCL39	1'117	Lefranc	7.4	8.8	6.22E-07	Aa_L
FCL39	1'117	Lefranc	16.0	17.0	1.66E-06	Aa_L
FCS41	1'443	Lugeon	15.0	19.7	1.80E-08	Aa_L
FCL42	1'606	Lefranc	29.0	30.0	2.27E-08	Aa_L
FCL44	2'201	Lugeon	18.0	21.0	1.85E-07	Aa_L
FCL46	2'995	Lefranc	29.0	30.0	9.85E-08	Aa_L
FCL47	3'580	Lefranc	16.5	18.0	3.10E-05	Aa_L
FCL48	4'479	Lefranc	8.5	9.0	1.77E-06	Aa_L
FCL48	4'479	Lefranc	14.5	15.5	9.56E-07	Aa_L
FCL49	5'095	Lefranc	18.0	19.0	1.05E-07	Aa_L

tabella 14-2 Risultati prove di permeabilità

Gli stessi valori sono diagrammati in funzione della profondità dal piano campagna nella figura 14.7.

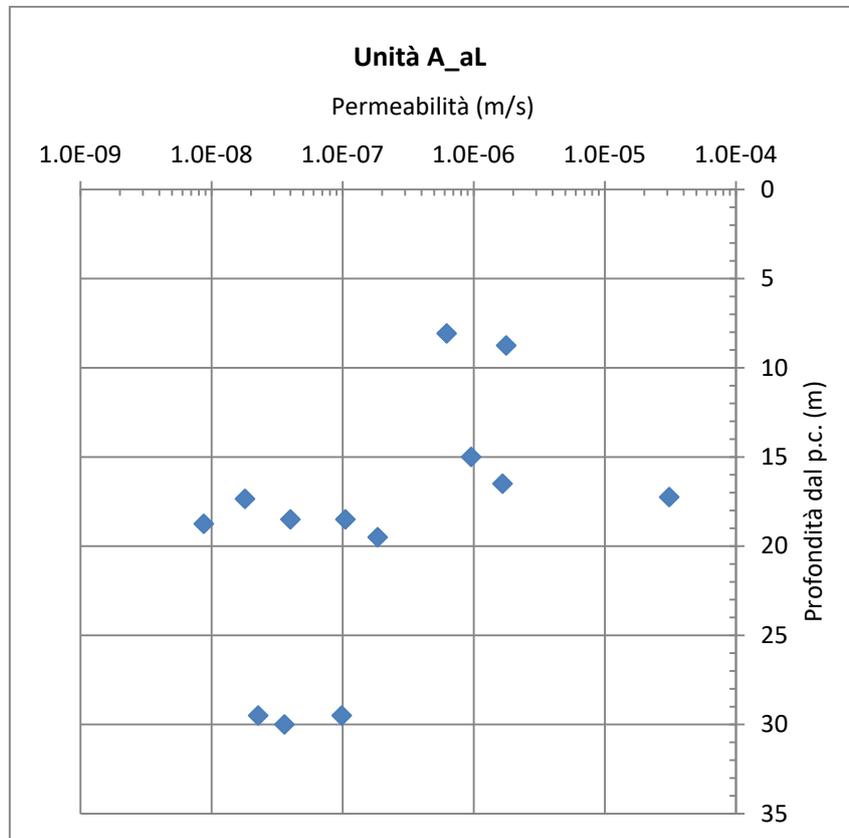


figura 14.7: Risultati prove di permeabilità

I valori sono compresi prevalentemente fra $10^{-8} \div 10^{-6}$ m/s.

14.1.3. Prove edometriche

14.1.3.1. Pressione di consolidazione

Nell'ambito di questa unità geotecnica sono state effettuate le prove edometriche di cui alla seguente tabella 14-3, ove sono riportati nelle ultime due colonne le stime fatte del carico di preconsolidazione dal laboratorio geotecnico e quali riviste sulla base della procedura esposta nel capitolo 8.3.

Sondaggio	Campione	Profondità dal p.c.	Profondità dal tetto formazione	Pressione di consolidazione laboratorio	Pressione di consolidazione stimata da grafico

	Sondaggio	Campione	Profondità dal p.c.	Profondità dal tetto formazione	Pressione di consolidazione laboratorio	Pressione di consolidazione stimata da grafico
			m	m	kPa	MPa
Lotto 2	FCL35	CI3	20.0-20.4	2.0-2.2	56.7	100
Lotto 3	FCL39	CI2	10.00-10.55	7.10-7.65	94.1	215
	FCL39	CI3	18.00-18.55	11.10-11.65	106.9	210
	FCL39	CR3	23.00-23.30	16.10-16.40	161.2	300
	FCL42	CI1	15.00-15.30	2.60-2.90	194.3	380
	FCL44	CI2	10.60-10.95	4.80-5.15	50.4	185
	FCL44	CI3	18.35-18.60	12.55-12.80	98.1	200
	FCL48	CI2	13.00-13.55	4.80-5.35	91.6	180

tabella 14-3 Prova edometriche fatte e relative stime del carico di preconsolidazione

I diagrammi risultati dalle prove edometriche sono stati analizzati per quanto concerne la validità della determinazione della pressione di consolidazione utilizzando i criteri già esposti con riferimento alle prove effettuate nelle Alluvioni Terrazzate, nel paragrafo 10.1.

Come nel paragrafo 10.1 facciamo ricorso alla correlazione riportata nelle British Standard BS 8004:2015, secondo cui il rapporto tra la coesione non drenata (c_u) e la tensione verticale efficace può essere correlato al grado di sovraconsolidazione mediante la relazione già riportata nel paragrafo 8.3:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = k_1 \cdot OCR^{k_2}$$

con: $k_1 = 0.23$, e $k_2 = 0.8$.

Considerando un materiale normalmente consolidato la correlazione si riduce a:

$$c_u = 0.23 \times \sigma'_{v0}$$

essendo σ'_{v0} la pressione geostatica efficace.

Per i motivi già esposti nel paragrafo 10.1, la pressione di preconsolidazione può quindi stimarsi come:

$$\sigma'_{vp} = c_u / 0.23$$

Applicando questo concetto, si sono indicati come “non verificati” quelli per cui la pressione di consolidazione risultava addirittura inferiore al valore della resistenza al taglio non drenata c_u . Inoltre si sono inseriti nel

diagramma di figura 14.8 i valori di preconsolidazione stimati mediante la correlazione empirica. In questo caso i valori sono stati diagrammati in funzione della profondità dal piano campagna, per rendere più agevole una valutazione del grado di sovraconsolidazione di ciascun campione.

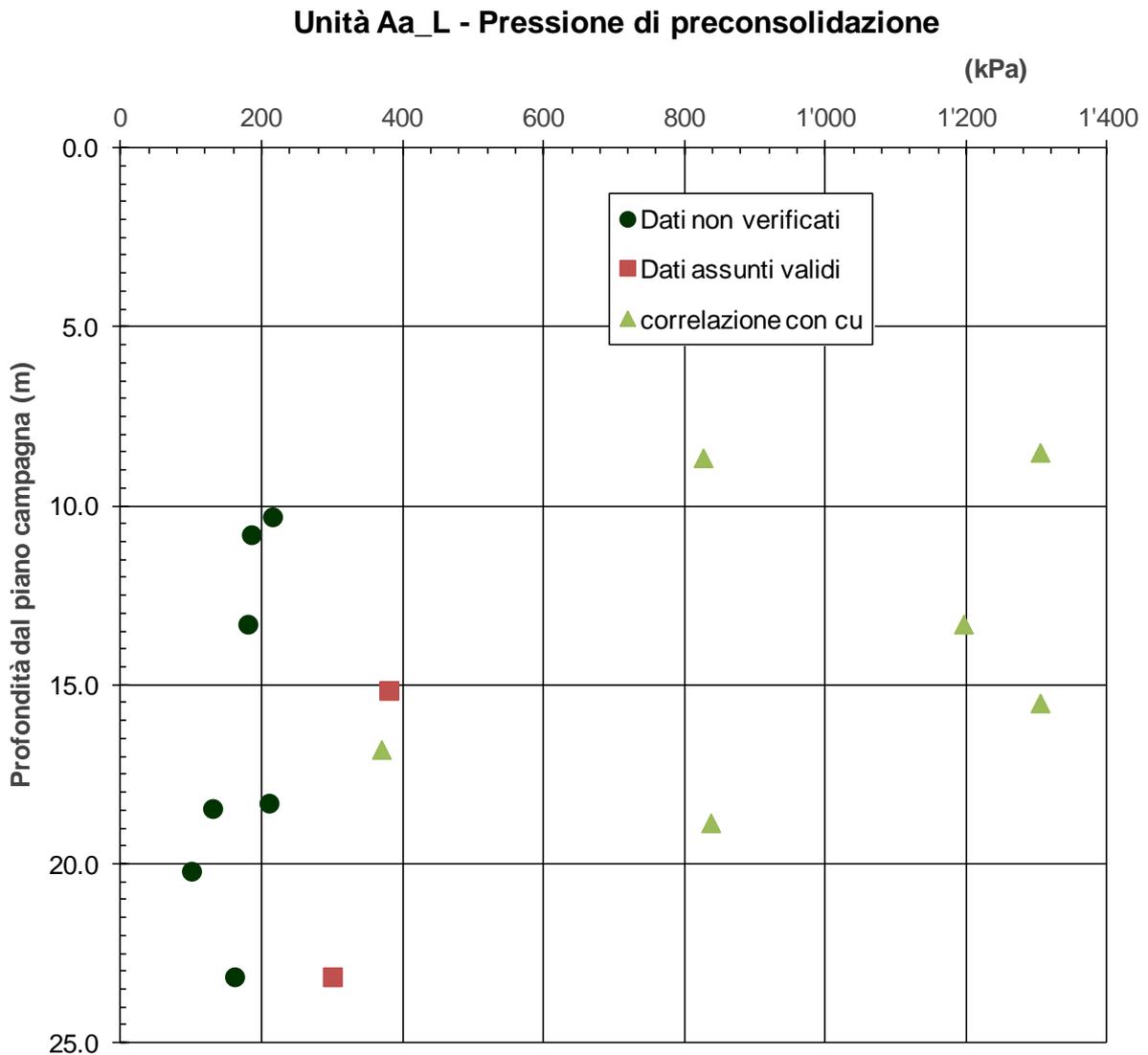


figura 14.8: Pressione di preconsolidazione in funzione della profondità dal p.c.

I valori della pressione di preconsolidazione stimati mediante la correlazione empirica appaiono decisamente più congruenti con la consistenza e rigidezza del materiale dichiarata nelle stratigrafie e denunciata dalle più semplici prove di classificazione.

14.1.3.2. Modulo edometrico

Per bilanciare la perdita di dati conseguente alla esclusione di molte prove di cui si è detto nel paragrafo precedente, si è fatto riferimento, per lo meno per quanto riguarda il valore del modulo edometrico, alla correlazione indicata nel paragrafo 8.5 secondo la quale il modulo edometrico può essere stimato in base alla resistenza al taglio in condizioni non drenate mediante l'espressione:

$$E_{Ed} = 80 \times c_u$$

Nella seguente figura 14.9 sono riportati, in funzione della profondità dal tetto della formazione, i valori del modulo edometrico così determinato ed anche i valori relativi ai due campioni che sono stati considerati sufficientemente attendibili.

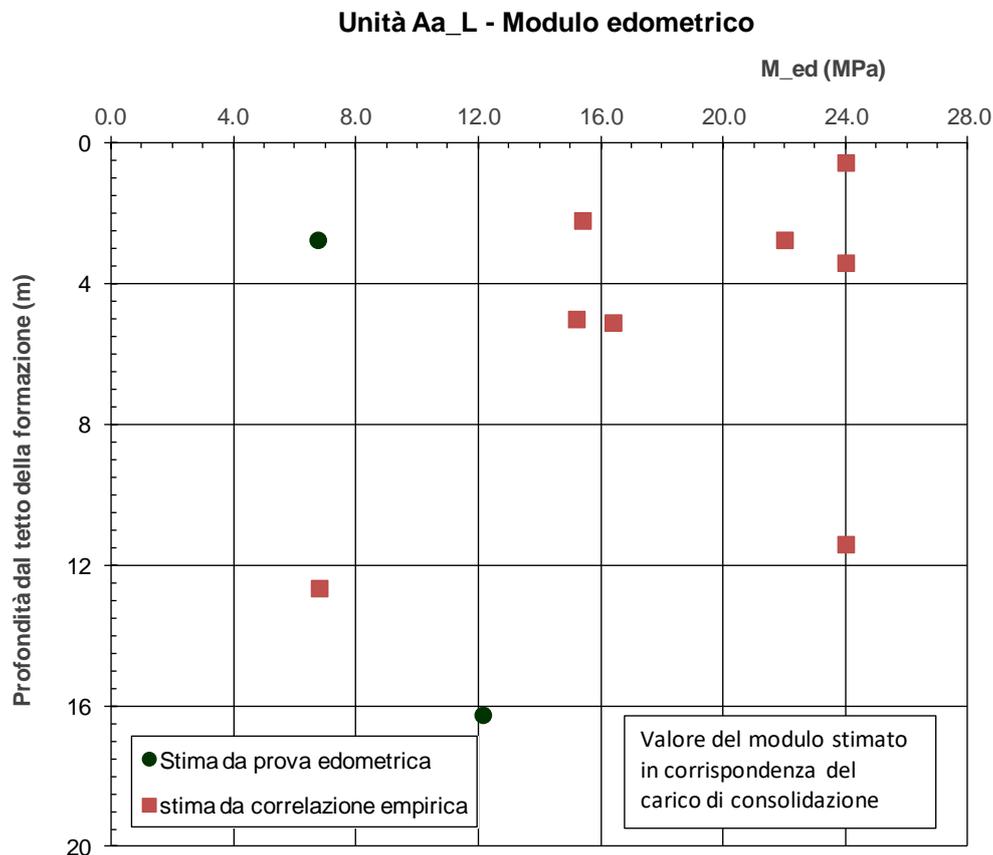


figura 14.9: Modulo edometrico in funzione della profondità

Certamente dati ottenuti tramite correlazioni empiriche possono avere margini di errore, ma i valori che si ottengono e che sono stati diagrammati nella figura appaiono certamente valori del tutto credibili, appropriati e cautelativi rispetto al tipo di terreno considerato.

14.1.4. Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

La resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci è stata indagata mediante 23 prove di taglio diretto e 9 prove triassiali CD consolidate drenate o prove triassiali CIU con misura della pressione interstiziale. Nella figura 14.12 sono presentati tutti i risultati ottenuti in un piano c' - ϕ' suddivisi per tipo di prova e per formazione geologica di appartenenza al fine di evidenziare eventuali differenze fra queste ultime.

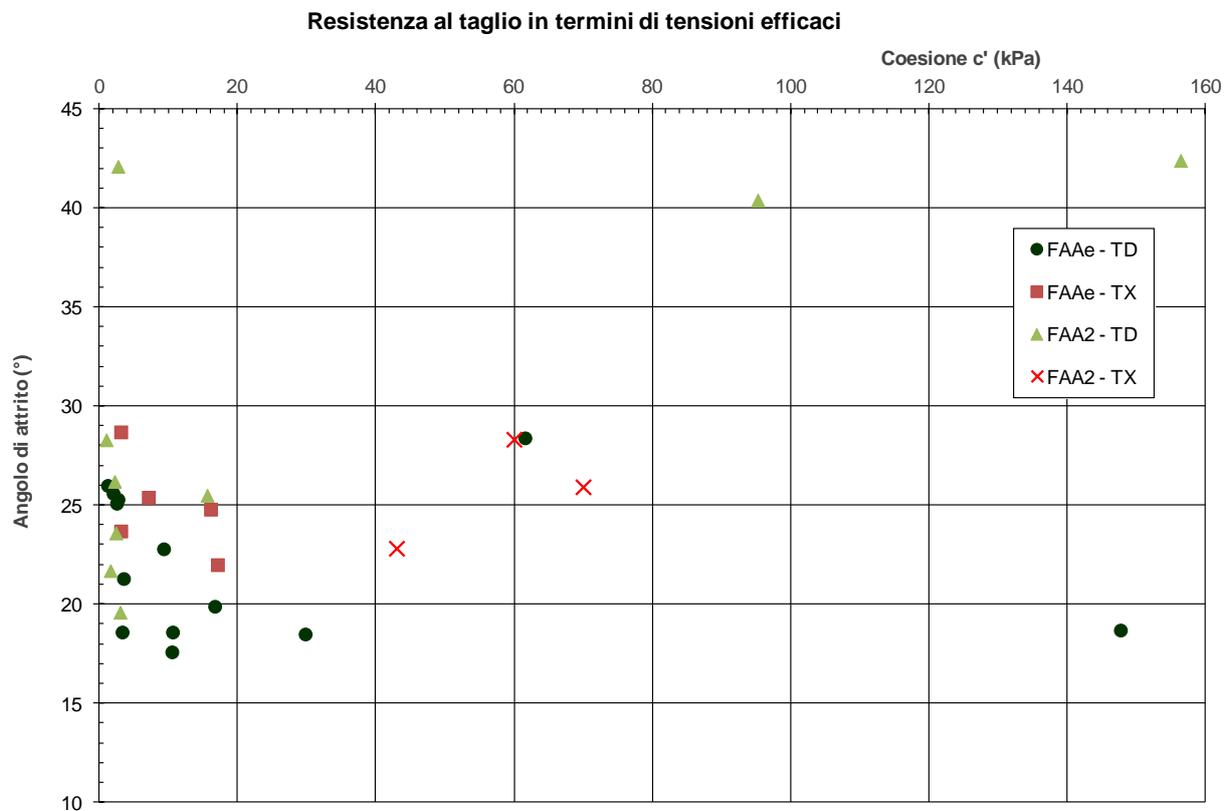


figura 14.10: Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Gli stessi valori sono riportati nella seguente tabella 14-4 con l'indicazione del sondaggio di prelievo, dell'identificativo del campione, della profondità di prelievo e dalla sommità della formazione, il tipo di prova cui sono stati sottoposti nonché i valori di coesione ed angolo di attrito risultanti dalla prova.

sondaggio	profondità dal p.c.	profondità da tetto formazione	campione	Tipo di prova	c'	ϕ'
	(m)	(m)			(kPa)	(°)
FCL35	29.1	11.1	CR4	TD	29.7	18.5
FCL35	39.3	21.3	CR5	TD	147.7	18.7

sondaggio	profondità dal p.c.	profondità da tetto formazione	campione	Tipo di prova	c'	ϕ'
	(m)	(m)			(kPa)	(°)
FCL36	14.6	2.1	CI4	TX-CD	16.0	24.8
FCL37	7.7	3.3	CI2	TX-CD	3.0	23.7
FCL37	18.25	13.85	CI4	TX-CD	17.0	22.0
FCL37	25.2	20.8	CR5	TD	3.4	21.3
FCL38	12.2	3.7	CI3	TX-CD	3.0	28.7
FCL38	25.15	16.65	CI5	TD	3.2	18.6
FCL39	8.3	1.4	CR1	TD	1.9	25.6
FCL39	10.3	3.4	CI2	TD	16.6	19.9
FCL39	14.1	7.2	CR2	TD	9.2	22.8
FCL39	18.3	11.4	CI3	TX-CD	7.0	25.4
FCL39	30.1	23.2	CR4	TD	61.5	28.4
FCL42	13.3	0.9	CR2	TD	1.1	26.0
FCL42	22.45	10.05	CR3	TD	10.4	17.6
FCL42	28.85	16.45	CR4	TD	10.5	18.6
FCL44	10.8	5	CI2	TX-CD	60.0	28.3
FCL44	16.8	11	CR2	TD	95.2	40.4
FCL44	18.45	12.65	CI3	TD	1.5	21.7
FCL44	27.8	22	CR3	TD	156.4	42.4
FCL44	38.5	32.7	CR4	TD	2.9	19.6
FCL45	17.15	1.55	CI2	TX-CD	70.0	25.9
FCL45	48.35	32.75	CR5	TD	2.1	26.2
FCL46	28.15	13.45	CI2	TD	2.3	23.6
FCL48	9.65	1.45	CI1	TX-CD	43.0	22.8
FCL48	11.15	2.95	CR2	TD	0.9	28.3
FCL48	17.6	9.4	CR3	TD	15.5	25.5
FCL49	22.15	1.35	CI2	TD	2.6	42.1
FCS41	12.25	4.45	CI2	TD	2.4	25.1
FCS41	19.35	11.55	CI3	TD	2.6	25.3

tabella 14-4 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Nella tabella sono stati evidenziati in azzurro i valori che appaiono anomali per quanto riguarda l'angolo di attrito rispetto ad una argilla per quanto molto compatta. Per ciascuno di questi vi è una possibile giustificazione alla anomalia. Per esempio i tre valori di angolo di attrito maggiore di 40° si spiega con la presenza di contenuti di sabbia del 50÷60 %, anomali in questi materiali dove su 69 analisi granulometriche indicano un contenuto di parte fine superiore all'85 %. Pertanto potrebbero considerarsi come livelli arenacei degradati o che non abbiano mai compiuto o compiuto solo in parte il processo di litificazione che ha interessato la parte arenacea della formazione. Tale processo di litificazione parziale potrebbe spiegare l'elevato valore della coesione, così come riscontrato in

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	167 di 211

diversi altri campioni. Si tratta comunque di processi che sfuggono alla osservazione stratigrafica e di laboratorio geotecnico tradizionale e che pertanto è difficile individuare ed eventualmente circoscrivere.

Si è inoltre evidenziato in rosa il campione CR5 del sondaggio FCL35, prelevato a 39.2m di profondità, a 17 m dal tetto della formazione, che presenta un angolo di attrito $\phi' = 18.7^\circ$ accompagnato da una coesione $c' = 147.7$ kPa, che anch'esso si distacca di gran lunga dagli altri risultati. Il campione è costituito dal 53 % di limo e dal 44 % di argilla, ed ha un indice plastico del 21 % ed un limite liquido del 45 % ed un indice di consistenza di 1.55. Pertanto è senza dubbio un materiale coesivo, con un contenuto di sabbia praticamente nullo, quindi adattissimo per prove di laboratorio geotecnico. Quello che però sconcerta, a parte il distacco di questo risultato dall'insieme generale, è da una parte il valore molto elevato della componente coesiva, abbastanza inusuale in campioni di argilla per quanto consistenti, e dall'altra il basso valore dell'angolo di resistenza al taglio in relazione all'indice plastico certamente non elevato. Se confrontiamo questo valore di angolo di attrito con le indicazioni della correlazione di cui alla figura 8.1, si vede che per argille indisturbate l'angolo di attrito prevedibile in relazione all'indice plastico del campione sarebbe compreso almeno in un intervallo fra $25^\circ \div 30^\circ$.

Al di là di queste osservazioni, il nucleo principale dei risultati di laboratorio è compreso negli intervalli $\phi' = 18^\circ \div 28^\circ$ - $c' = 1 \div 18$ kPa ed un ristretto numero di risultati, a parte quelli particolarmente anomali di cui si è detto, fuoriesce da questo intervallo ristretto.

Si precisa comunque che tutti questi campioni, anche quelli della cui anomalia si è detto, sono state effettuate prove di classificazione come granulometria, limiti di Atterberg, analisi queste che sembra difficile immaginare su campioni di terreno anche solo parzialmente litificati.

14.1.5. Resistenza al taglio in condizioni non drenate

Sui campioni prelevati nelle Argille Azzurre sono state effettuate 19 prove triassiali UU e 11 prove ad espansione laterale libera. Di queste rispettivamente 13 e 4 sono state fatte nella formazione FAAe mentre nella formazione FAA2 sono state effettuate 6 prove triassiali UU e 7 prove di compressione non confinata. Inoltre sono state fatte 11 prove dilatometriche di cui 10 hanno raggiunto la pressione limite ed hanno consentito la valutazione della resistenza al taglio in condizione non drenata.

I risultati di queste prove sono diagrammati nella figura 14.11, suddivise per formazione e per tipo di prova.

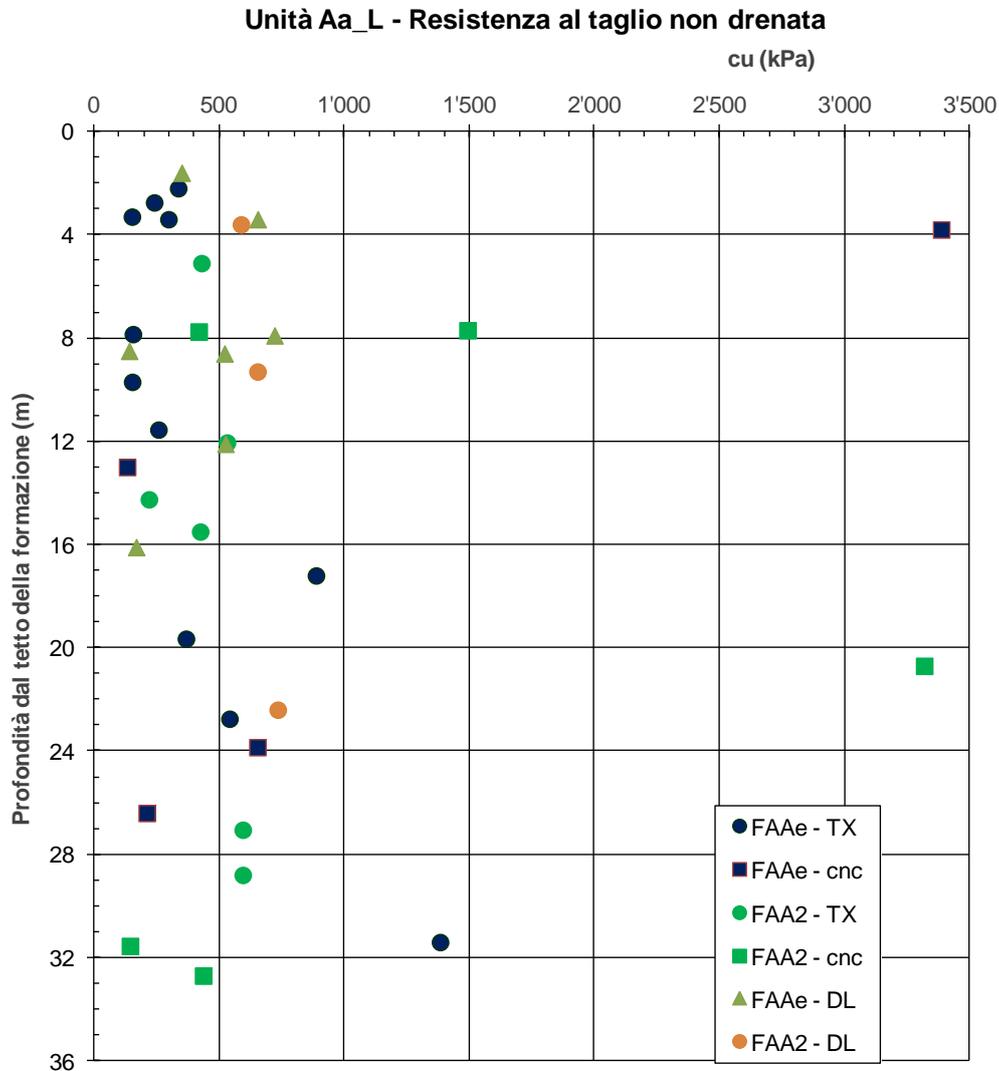


figura 14.11: Resistenza al taglio in condizioni non drenate in funzione della profondità

Come si vede dal grafico la massima parte dei risultati si addensano al di sotto dei 700÷800 kPa con solo 4 valori che superano i 1'000 kPa, di cui due superano i 3'000 kPa. Questi quattro valori sono presumibilmente termini di passaggio fra la componente “terreno” e quella arenacea, quindi anche se testimonianza di situazioni effettivamente presenti nel terreno sono comunque poco rappresentativi della generalità della unità geotecnica Aa_L.

Per visualizzare meglio il grosso dei dati gli stessi sono stati diagrammati con una scala diversa nella figura 14.12. Qui il campo dei valori considerati è stato limitato ai 1'000 kPa, escludendone in realtà solo 4, ma la dispersione dei dati appare ancora molto grande, da 130 kPa a circa 600÷700 kPa. In questo secondo grafico sono stati inoltre esclusi:

- prova C.n.c. sondaggio FCL44, campione CR1 cu = 50 kPa incompatibile saturazione < 80 %
- prova C.n.c. sondaggio FCL49 campione CR5 cu = 90 kPa non credibile alla profondità di 40 m e con un peso di volume di 20 kN/m³

- prova TrxUU sondaggio FCS41 campione CI2 cu =112 kPa incompatibile con Pocket ≥ 600 kPa
- prova TrxUU sondaggio FCS41 campione CI4 cu =102 kPa incompatibile con valori di Pocket 410÷600 kPa

Questa dispersione dei risultati riguarda in egual misura tutti i tipi di prova e non si intravede alcuna particolare suddivisione fra i campioni FAAe ed FAA2, né per tipo di prova. Si ritiene che la dispersione sia intrinseca nel materiale naturale.

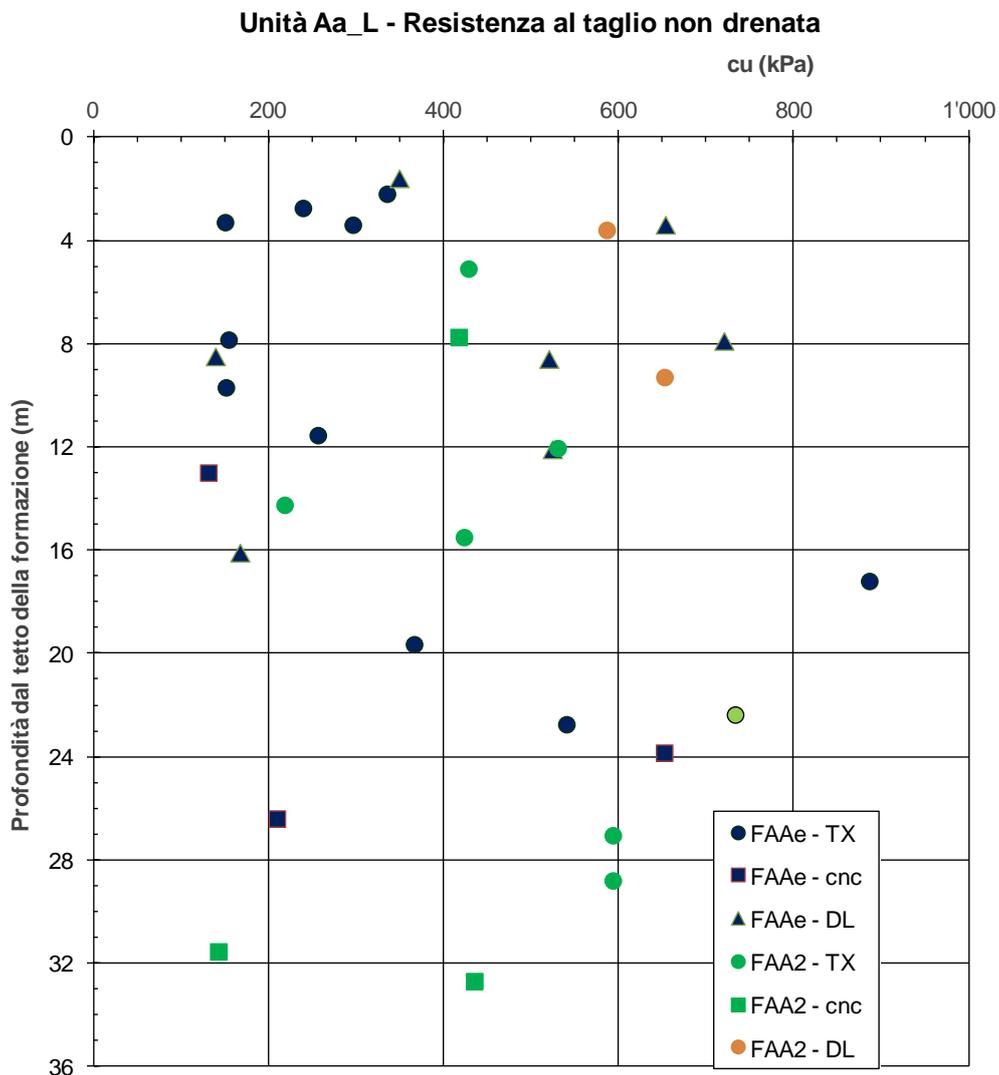


figura 14.12: Resistenza al taglio in condizioni non drenata in funzione della profondità

Per confrontare sinteticamente i risultati del grafico si sono riassunti nella tabella seguente i valori massimo, medio e minimo di resistenza non drenata suddiviso per formazione e per tipo di prova.

		massimo	media	minimo
FAAe	Triassiale UU	887	300	102
	ELL	653	332	132
	Dilatometro	721	439	140
FAA2	Triassiale UU	594	465	219
	ELL	436	332	143
	Dilatometro	734	658	587

tabella 14-5 Sintesi risultati resistenza non drenata

Anche da questa tabella non emerge alcuna chiara differenza fra le diverse categorie considerate, a conferma che le differenze riscontrate nei risultati sono presumibilmente intrinseche ai materiali stessi, legate a minime variazioni del legante calcareo diffuso nel terreno.

Si registra tuttavia che i valori determinati mediante le prove dilatometriche sono quasi sempre i valori maggiori sia nel valore massimo, minimo e valor medio, forse perché la prova in sito non subisce le problematiche relative al prelievo, trasporto e successiva apertura in laboratorio e manipolazioni per la formazione dei provini.

14.1.6. Modulo non drenato E_u

Nell'ambito delle formazioni FAA2 ed FAAe sono state effettuate, nell'ambito della unità geotecnica Aa_L, 11 prove dilatometriche, di cui 3 nella formazione FAA2 e le rimanenti 8 nella formazione FAAe.

Il modulo elastico E_u desunto dalle prove dilatometriche è rappresentato nella figura 14.13.

Unità Aa_L - Modulo E_u da prove dilatometriche

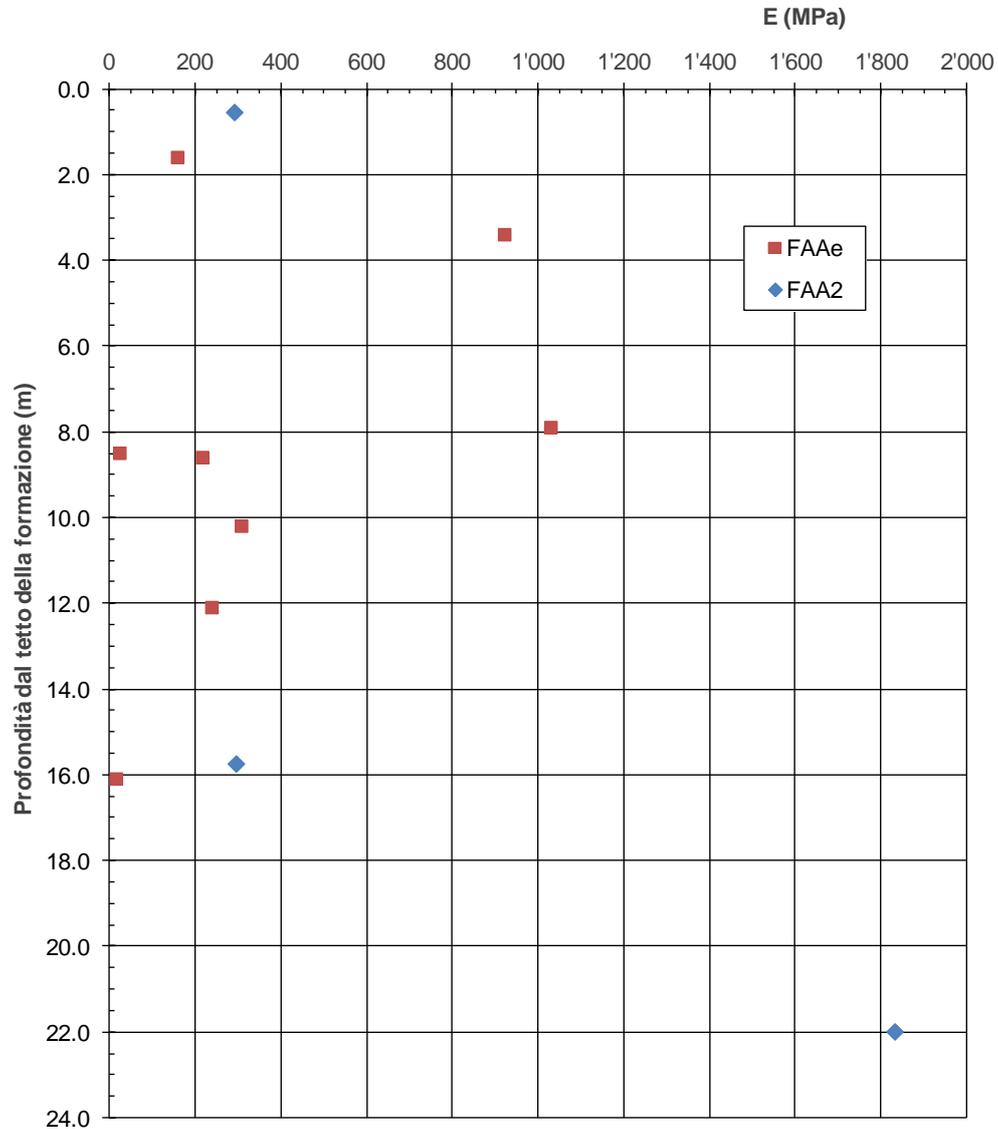


figura 14.13: Modulo elastico E_u desunto da prove dilatometriche

I risultati di queste prove confermano l'estrema dispersione dei risultati già rilevato tramite altri tipi di prove e che si ritiene siano una caratteristica intrinseca della formazione stessa dovuta presumibilmente ad un variabile contenuto di legante calcareo al suo interno.

Si ritiene anche che, come già discusso per la resistenza al taglio non drenata, valori inferiori ai 20÷30 MPa siano poco credibili per questi materiali e pertanto presumibilmente effetto di allentamento del terreno in fase di perforazione o di preparazione della prova. Analogamente i valori dell'ordine di 1'000 MPa o anche superiori, possano presumibilmente attribuirsi a livelli più o meno litificati presenti nel tratto di prova.

La fascia più significativa risulta quella compresa nell'intervallo 160÷310 MPa.

14.2. Unità Aa_Ar Componente arenacea

14.2.1. Parametri roccia intatta

14.2.1.1. Resistenza a compressione

Sono state effettuate n. 3 prove di compressione monoassiale nell'ambito dei livelli arenacei incontrati nell'ambito della formazione. I risultati sono presentati nella figura 14.14.

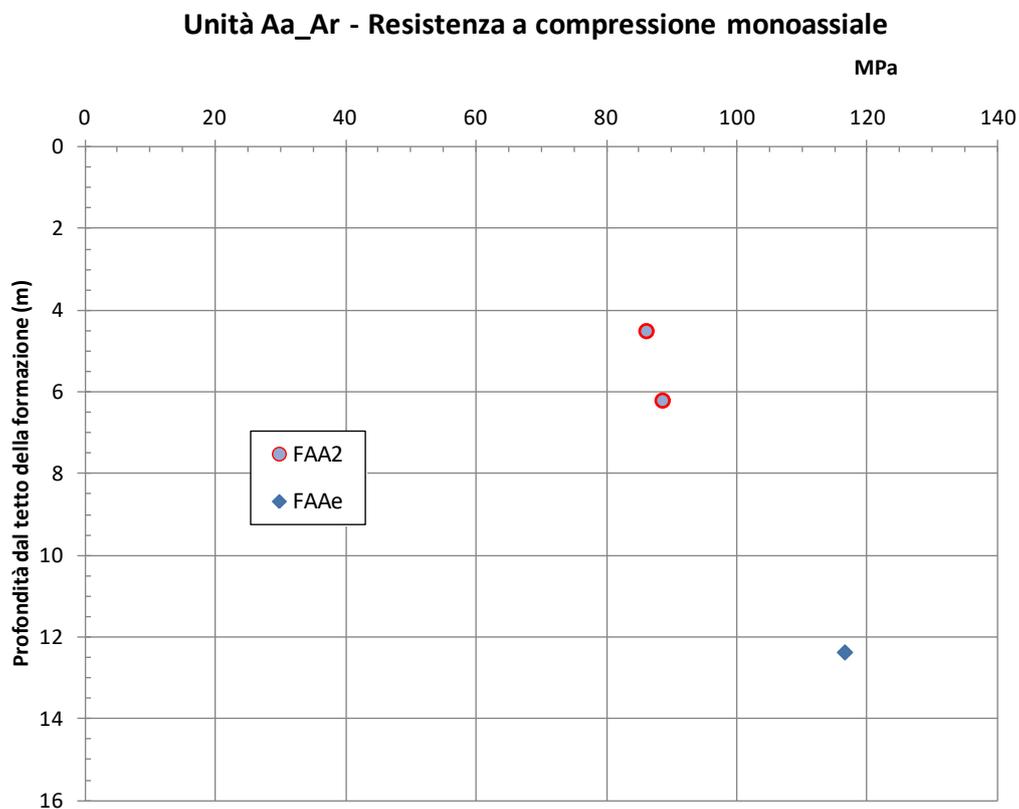


figura 14.14: Resistenza a compressione

I valori, anche se poco numerosi, evidenziano una relativa omogeneità e si collocano ad un livello paragonabile con i valori di resistenza più elevati riscontrati nelle formazioni calcaree.

14.2.1.2. Deformabilità

Nell'ambito delle medesime prove di cui al paragrafo precedente sono stati calcolati il modulo secante in corrispondenza del carico pari al 50 % del carico di rottura ed il modulo tangente in corrispondenza di tale livello del carico. Tali moduli sono rappresentati nella figura 14.15.

Questi si presentano omogenei ai corrispondenti valori riscontrati nelle formazioni calcaree.

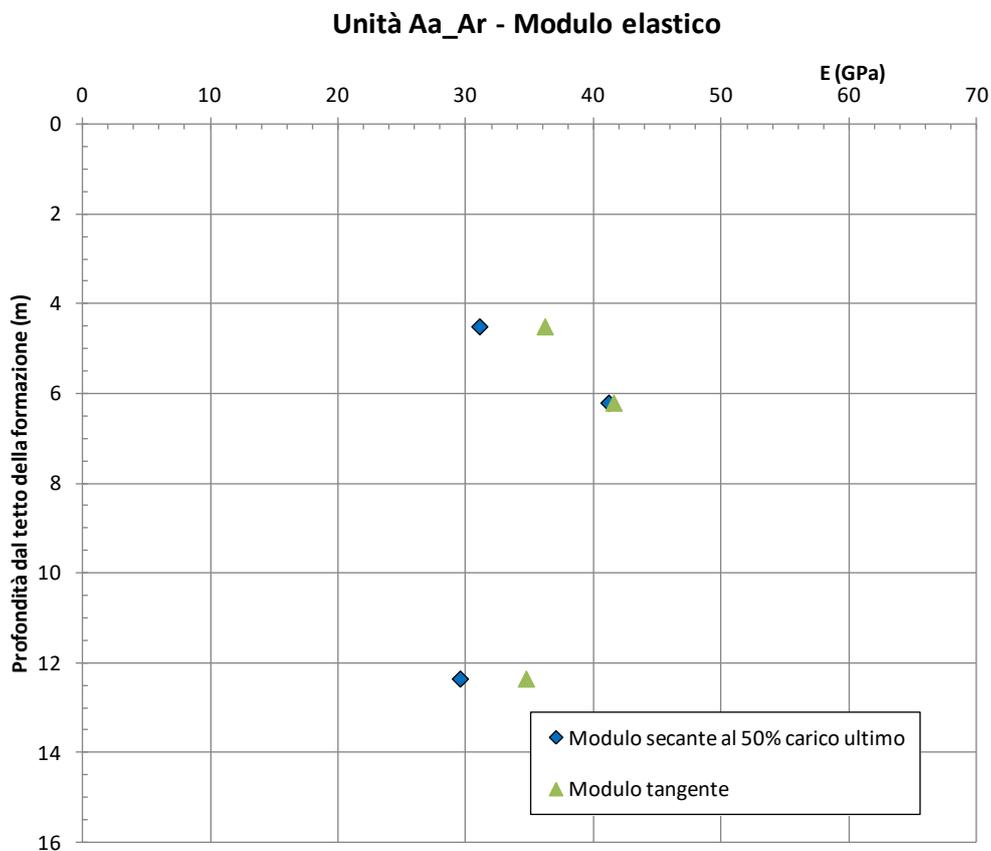


figura 14.15: Modulo elastico E_i livelli arenacei

14.2.1.3. Velocità delle onde V_p e V_s nei provini di roccia

Sui campioni di roccia intatta sono state effettuate misure della velocità delle onde di pressione e di taglio V_p e V_s . I risultati di queste prove sono esposti nelle seguenti figura 14.16 e figura 14.17.

I valori della velocità delle onde di pressione sono comprese fra 4'500÷5'100 m/s mentre le onde di taglio oscillano fra 2'180÷2'290 m/s

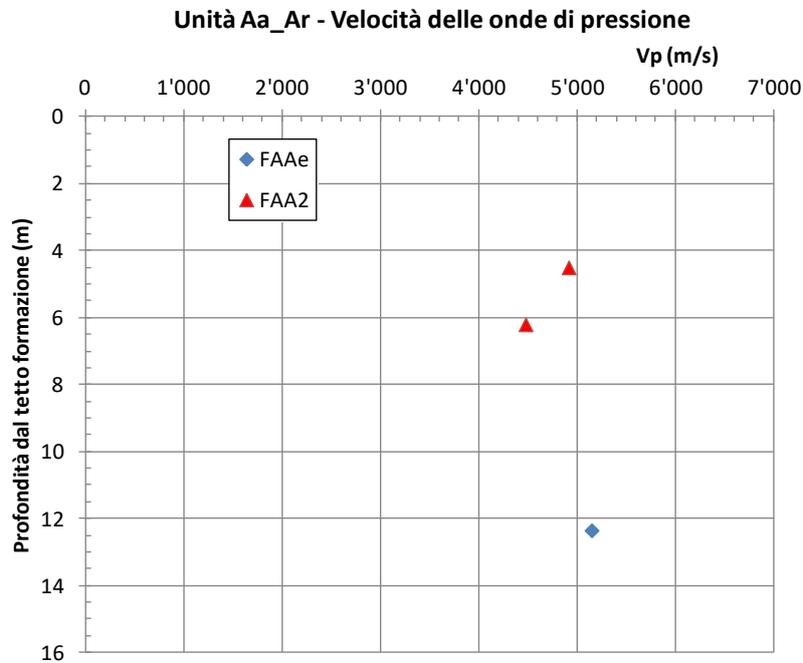


figura 14.16: Velocità delle onde V_p

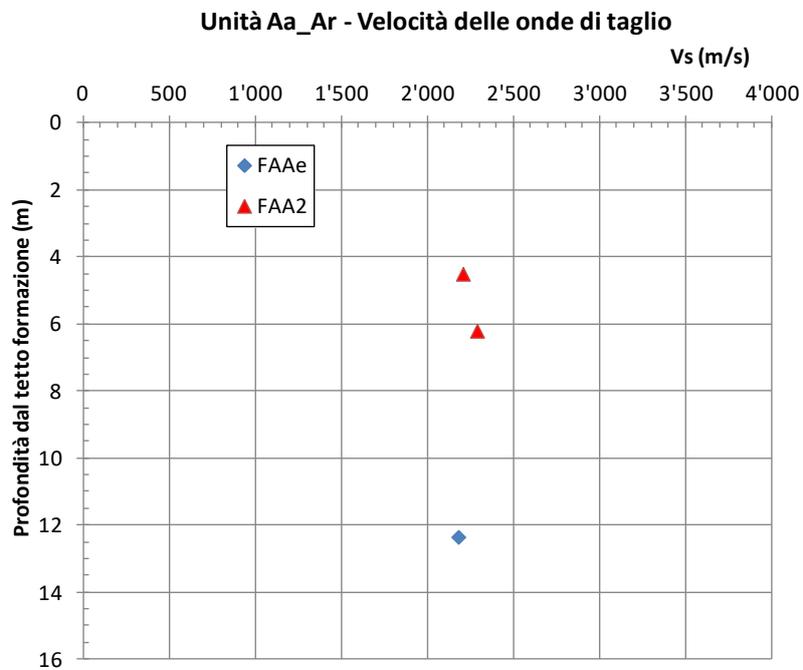


figura 14.17: Velocità delle onde V_s

Per il calcolo della G_0 ed E_0 si è fatto riferimento ai valori del peso di volume e del coefficiente di Poisson desunto per i medesimi campioni e riportati nella seguente tabella 14-6.

Sondaggio	Campione	z da p.c.	z da tetto formazione	ν	γ
		(m)	(m)	(-)	(kN/m ³)
FCL43	CR6	27.35	12.35	0.392	25.27
FCL45	CR4	21.80	6.20	0.323	24.68
FCL47	CR4	16.90	4.50	0.374	25.81

tabella 14-6 Coefficiente di Poisson e peso di volume γ

Nelle successive figura 14.18 e figura 14.19 sono diagrammati i corrispondenti valori del modulo di taglio G_0 e del modulo elastico E_0 per piccole deformazioni.

I valori del modulo di taglio G_0 ed elastico E_0 risultano essere compresi rispettivamente negli intervalli 12.2÷13.2 GPa e 34.0÷35.2 GPa.

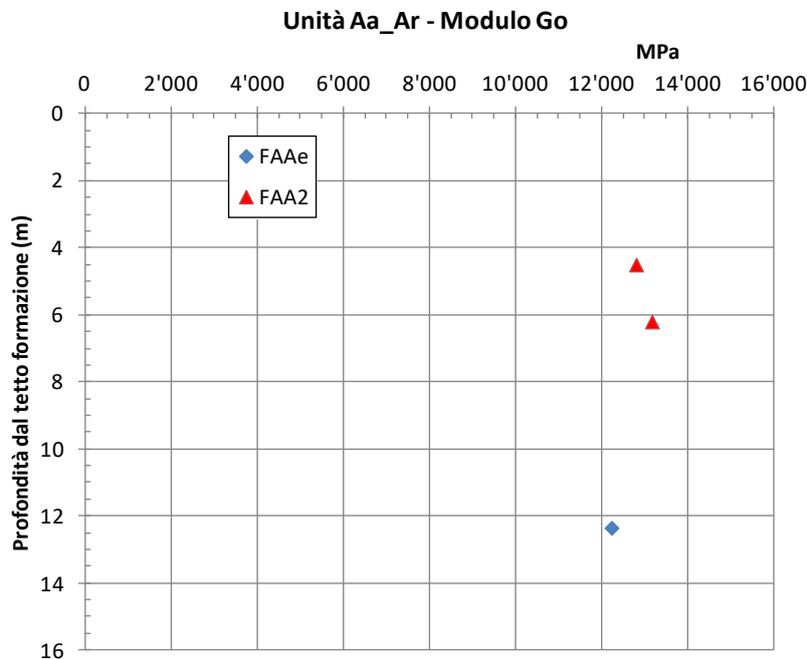


figura 14.18: Modulo G_0

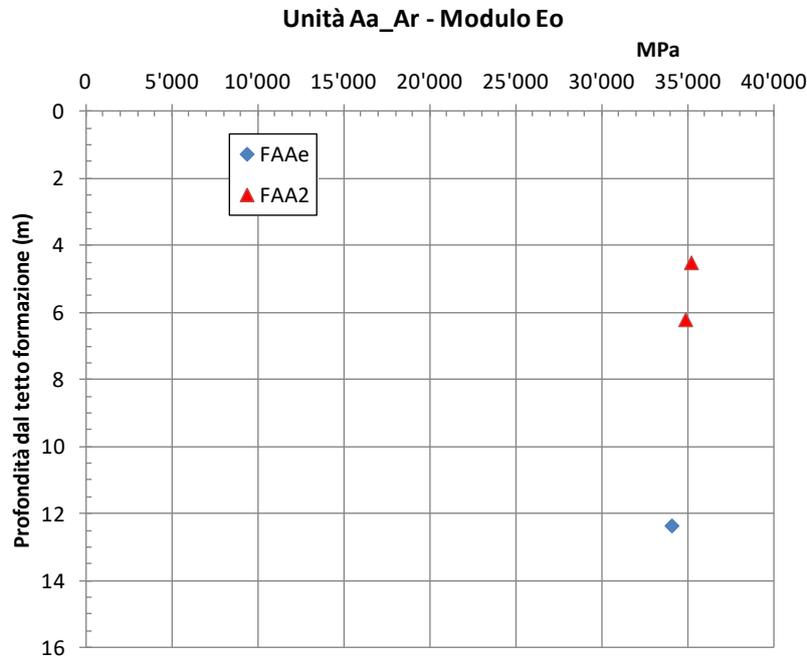


figura 14.19: Modulo E₀

14.2.2. Caratterizzazione dell'ammasso

14.2.2.1. Caratteristiche di resistenza dell'ammasso

Questa formazione, ed in particolare l'unità Aa_Ar non ha affioramenti e pertanto non sono disponibili rilievi geostrutturali che consentano una valutazione della resistenza dell'ammasso.

14.2.2.2. Modulo di deformazione dell'ammasso

Non sono disponibili prove dilatometriche effettuate nell'unità Aa_Ar e pertanto si è effettuata una valutazione tramite una prova MASW effettuata in prossimità del sondaggio FCL43. Nella seguente tabella 14-7 si riportano i valori medi delle onde sismiche misurate tramite la prova MASW e diagrammati nel capitolo 15.2 (figura 15.17). Per la trasformazione del modulo G, acquisito mediante la prova, nel modulo elastico si è assunto un coefficiente di Poisson $\nu = 0.35$.

profondità		V _s	G	E
da m	a m	m/s	MPa	MPa
0.0	0.30	110	18	49
0.30	0.90	135	29	78
0.90	1.80	200	70	189

profondità		V_s	G	E
da m	a m	m/s	MPa	MPa
1.80	3.70	295	168	454
3.70	7.50	365	272	734
7.50	11.30	430	393	1'061
11.30	17.10	535	642	1'733
17.10	30.00	600	831	2'244

tabella 14-7 MASW43 – valutazione del modulo elastico di ammasso

Considerato che in corrispondenza della verticale del sondaggio FCL43 la formazione delle argille azzurre si incontra a 10.10 m e la componente arenacea, unità Aa_Ar, si incontra a partire da 15.0 m fino alla massima profondità esplorata di 40.0 m, si può presumere che il valore del modulo da attribuire alla formazione arenacea sia il valore riportato nell'ultima riga di là della piccola discrepanza fra le quote di inizio, presumibilmente dovute alla morfologia dell'area non pianeggiante.

14.2.2.3. Permeabilità

E' stata effettuata una unica prova di permeabilità in questa unità geotecnica che si incontra in profondità nell'ambito dell'area interessata dal progetto. Questa prova, di tipo Lefranc effettuata nel sondaggio FCL43 a profondità compresa fra 19÷20 m nel lotto 3, ha fatto registrare un coefficiente di permeabilità 1.86×10^{-7} .

14.3. Unità Aa_L ed Aa_Ar - Sintesi dei parametri geotecnici

14.3.1. Unità Aa_L

Qui di seguito si riassumono le principali caratteristiche fisico-meccaniche di questa formazione.

- Limite di liquidità 25÷80 %
- Indice plastico 8÷50 %
- Contenuto d'acqua 12÷22 %
- Indice di consistenza 1.0÷1.3 fino a 12 m dal tetto della formazione
- 1.25÷1.35 oltre i 12 m dal tetto della formazione
- Grado di saturazione 80÷100 %
- Peso di volume naturale 19.5÷22.0 kN/m³
- Peso di volume secco 16.0÷18.5 kN/m³
- permeabilità $10^{-8} \div 10^{-6}$ m/s

Pressione di consolidazione

$PC \geq 400$ kPa (400÷800)

Modulo edometrico

$E_{Ed} = 12 \div 20$ MPa

Coefficiente di consolidazione

$c_v = 1.0 \times 10^{-4} \div 2.3 \times 10^{-3}$

Coefficiente di consolidazione secondaria	$c_{\alpha} = 2.0 \times 10^{-3} \div 3.5 \times 10^{-3}$
Resistenza al taglio in condizioni non drenate	$c_u = 180 \div 450 \text{ kPa}$
Modulo di deformazione in condizioni non drenate	$E_u = 160 \div 310 \text{ MPa}$
Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci	$\varphi' = 22^{\circ} - 25^{\circ} \quad c' = 3-15 \text{ kPa}$

14.3.2. Unità Aa_Ar

Qui di seguito si riassumono le principali caratteristiche fisico-meccaniche di questa formazione.

• Peso di volume	$\gamma = 24.7 \div 25.8 \text{ kN/m}^3$
• Resistenza a compressione monoassiale	$s_{ci} = 80 \div 100 \text{ MPa}$
• Modulo elastico	$E_i = 30 \div 40 \text{ GPa}$
• Velocità delle onde di pressione nei provini di roccia	$V_p = 4'500 \div 5'100 \text{ m/s}$
• Velocità delle onde di taglio nei provini di roccia	$V_s = 2'180 \div 2'290 \text{ m/s}$
• Modulo di taglio per piccolissime deformazioni	$G_0 = 12.2 \div 13.2 \text{ GPa}$
• Modulo elastico per piccolissime deformazioni	$E_0 = 34.2 \div 35.2 \text{ GPa}$
• Modulo elastico al 50 % del carico di rottura	$E_i = 30 \div 40 \text{ GPa}$
• Modulo di taglio di ammasso	$G = 0.83 \text{ GPa}$
• Modulo di deformazione di ammasso	$E = 2.24 \text{ GPa}$
• Permeabilità	$k = 1.86 \times 10^{-7}$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA					
	PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	COMMESSA IR0E	LOTTO 00 R 11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 179 di 211

15. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI

15.1. Parametri sismici del sito

La vita nominale di progetto dell'opera V_N è stata assunta pari a 75 anni.

La classe d'uso assunta per l'opera è la Classe III, "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi ...", cui corrisponde un coefficiente $C_U = 1.5$.

Pertanto il periodo di riferimento per la determinazione delle azioni sismiche risulta pari a:

$$V_R = 112.5 \text{ anni}$$

$$Tr (SLV) = 1'073 \text{ anni}$$

Per tale periodo di ritorno per l'area interessata dal progetto si è assunto:

$$a_g = 0.235 \text{ g} \quad \text{accelerazione orizzontale massima al sito su suolo di riferimento}$$

$$F_o = 2.449$$

15.2. Categorie di sottosuolo

Per l'individuazione della categoria di sottosuolo sono state effettuate n. 13 prove MASW e n. 12 prove Down Hole nei fori di sondaggio. I risultati delle prove sono diagrammati da figura 15.1 a figura 15.25.

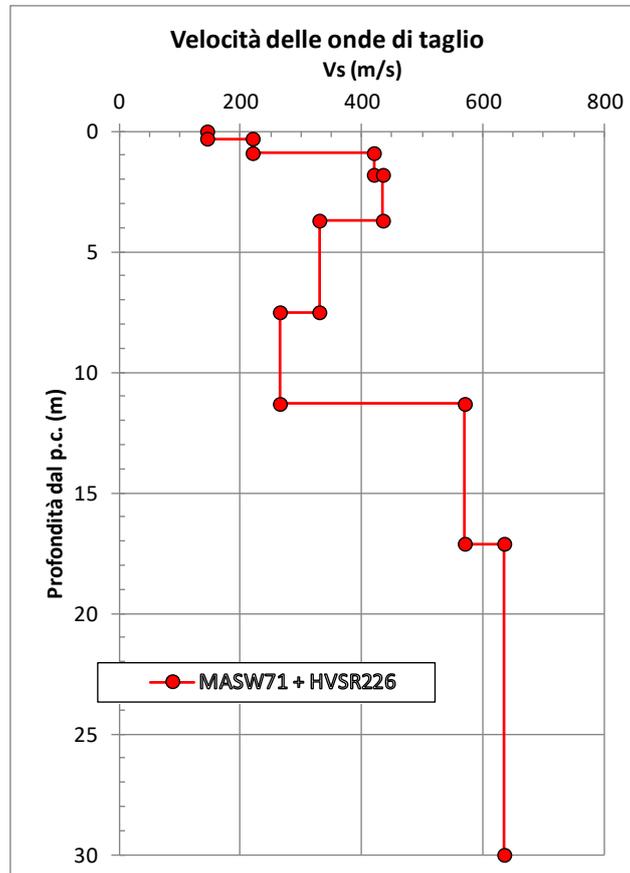


figura 15.1: MASW71 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

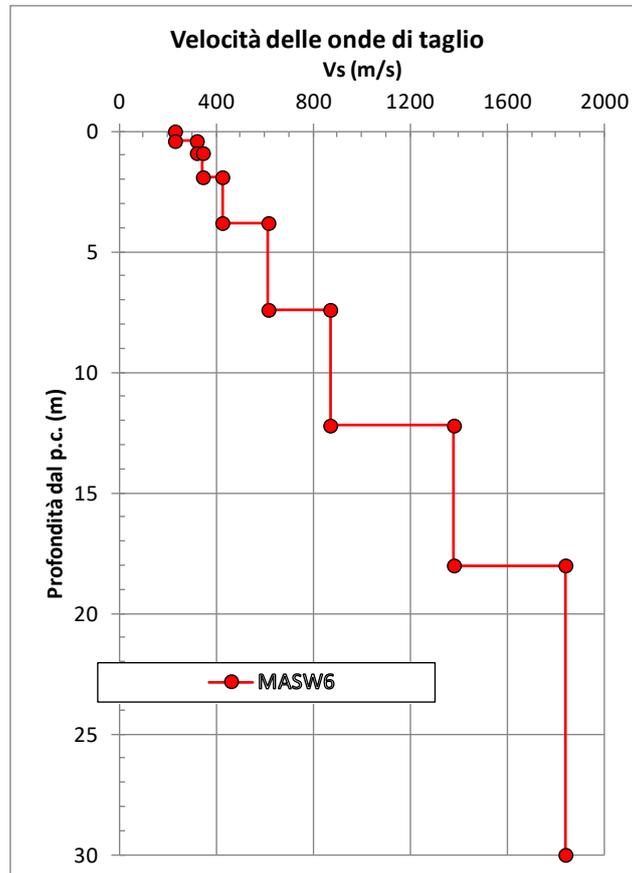


figura 15.2: MASW6 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

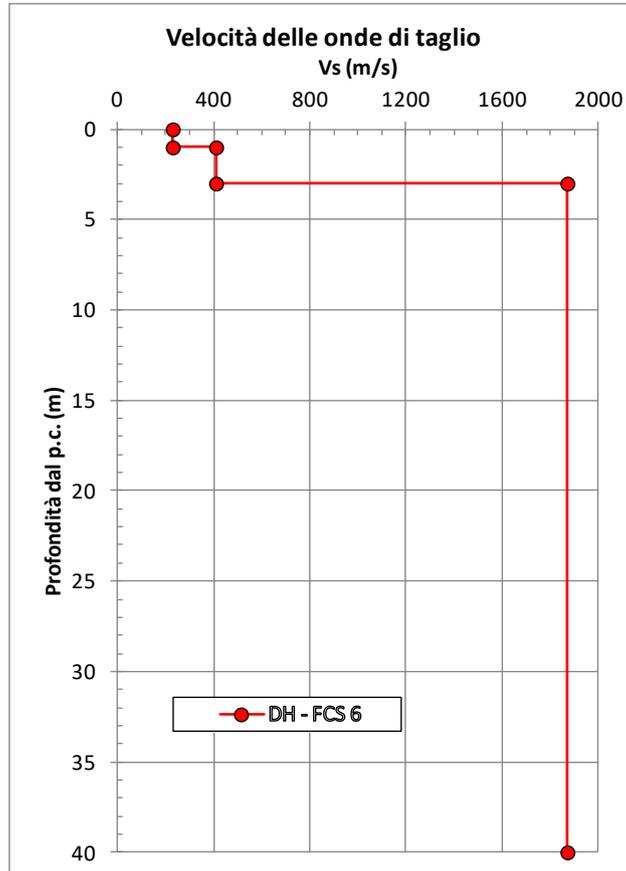


figura 15.3: DH FCS6 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

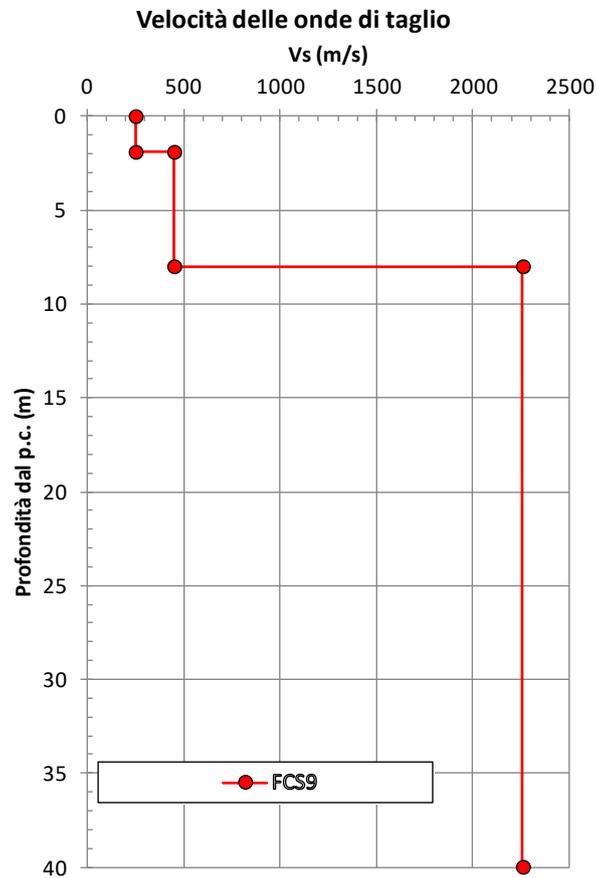


figura 15.4: DH FCS9 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

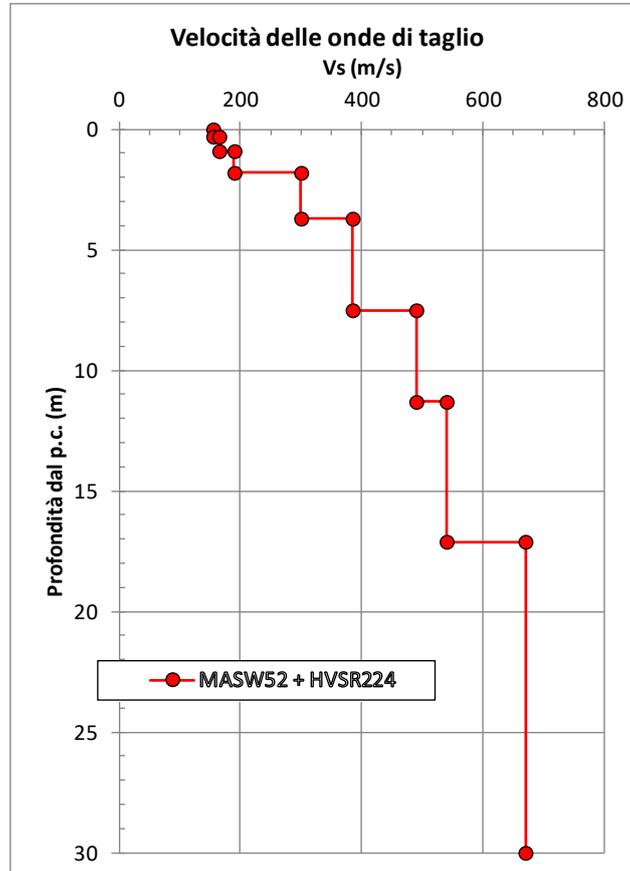


figura 15.5: MASW52 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

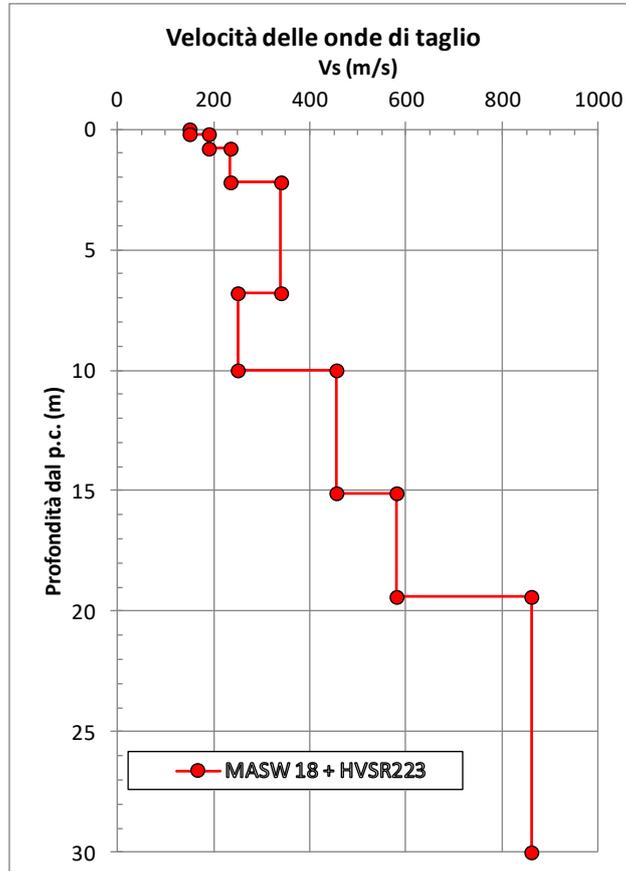


figura 15.6: MASW18 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

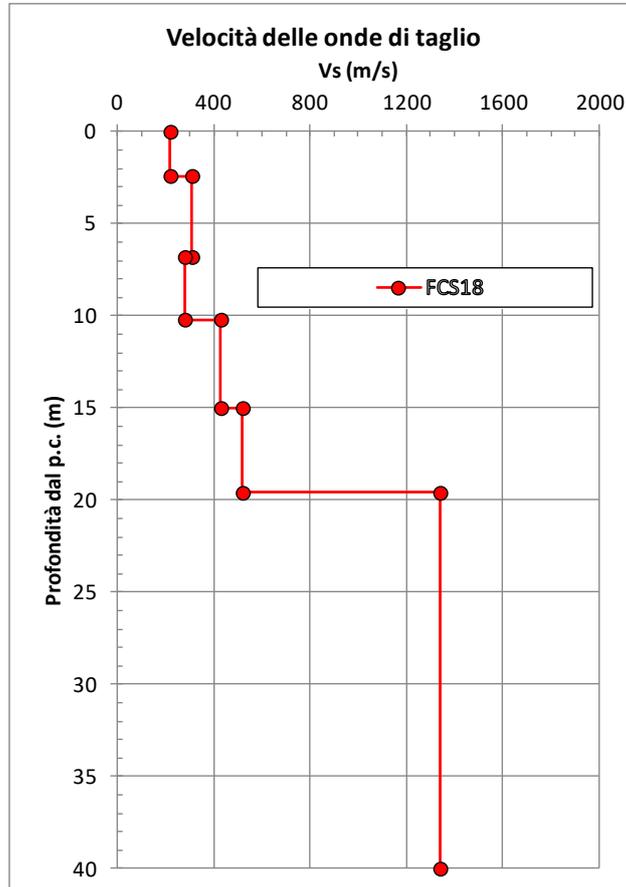


figura 15.7: DH FCS18 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

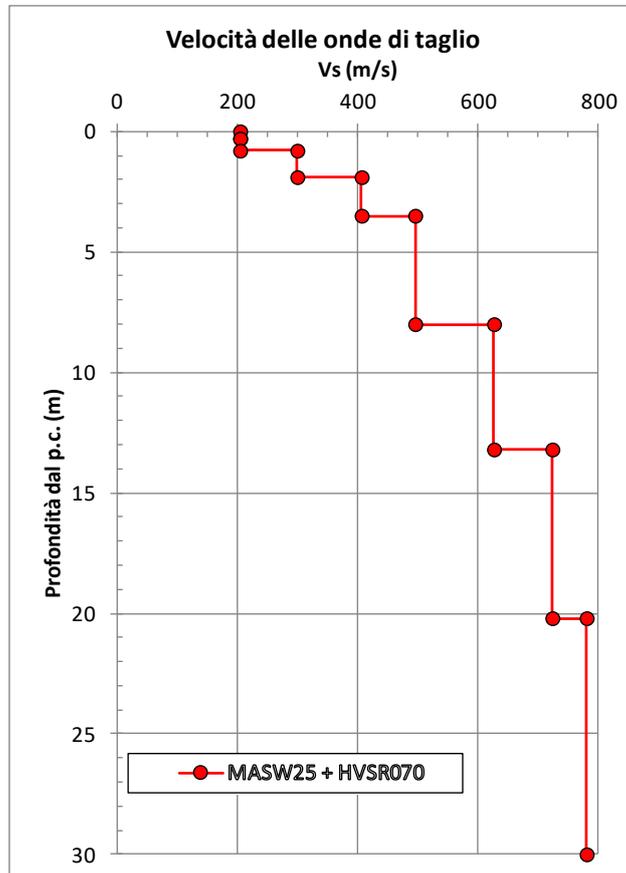


figura 15.8: MASW25 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

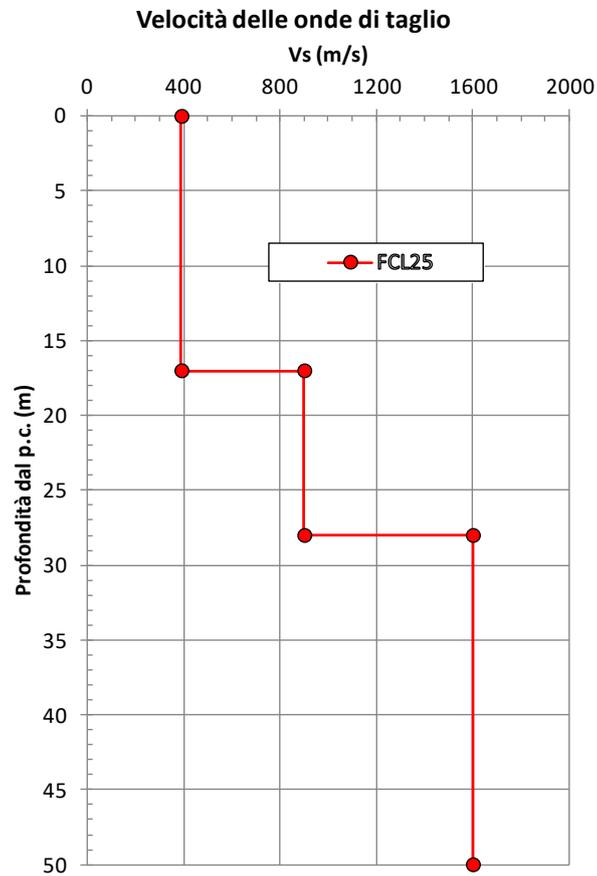


figura 15.9: DH FCL25 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

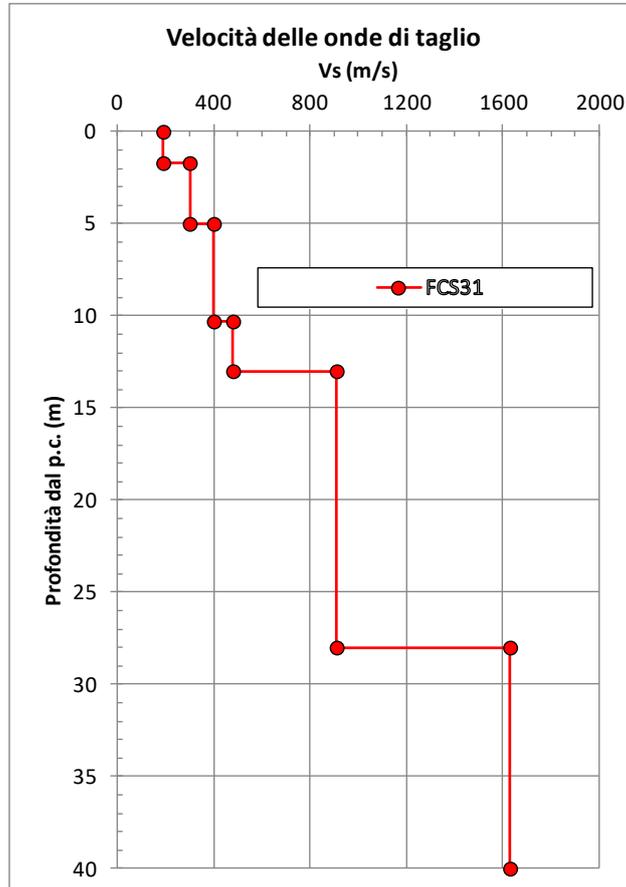


figura 15.10: DH FCS31 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

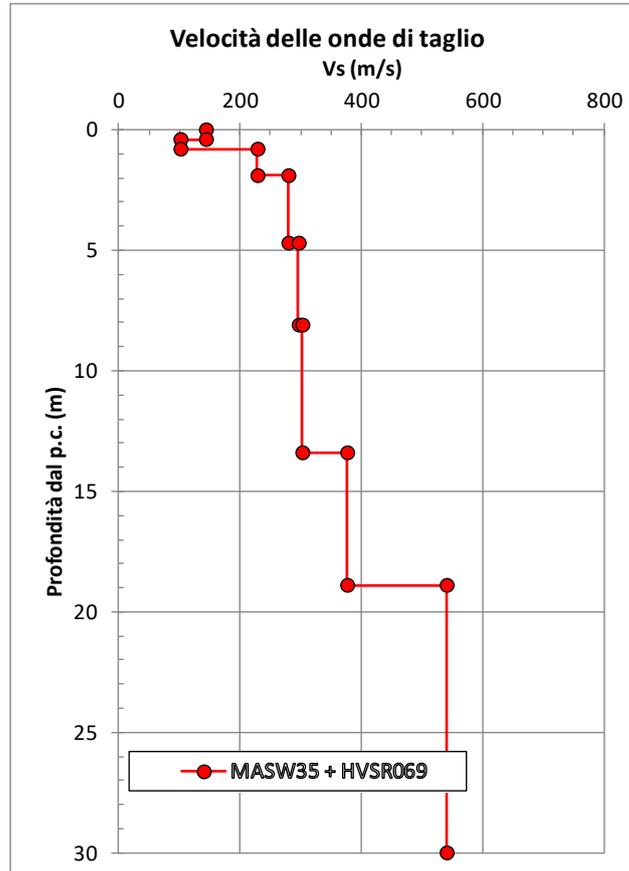


figura 15.11: MASW35 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

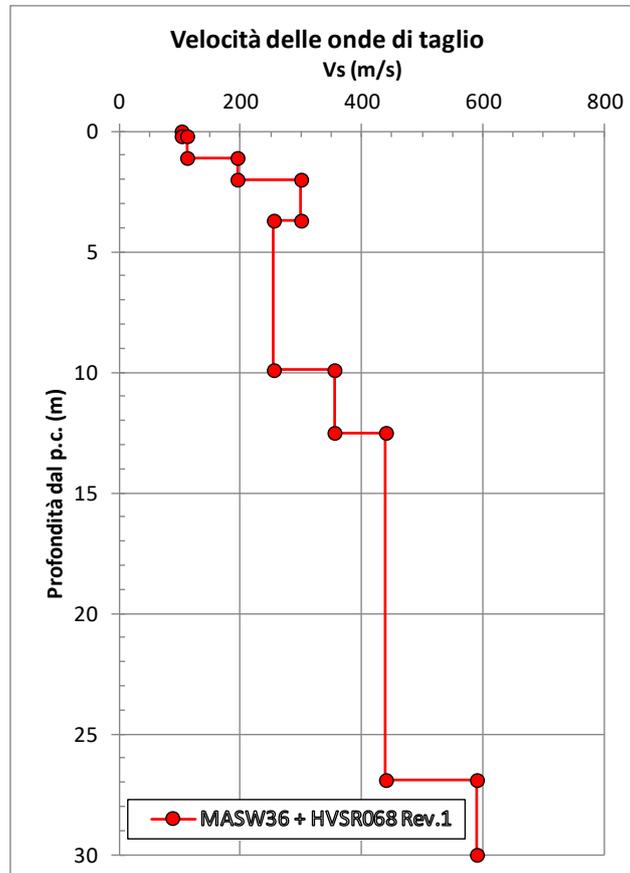


figura 15.12: MASW36 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

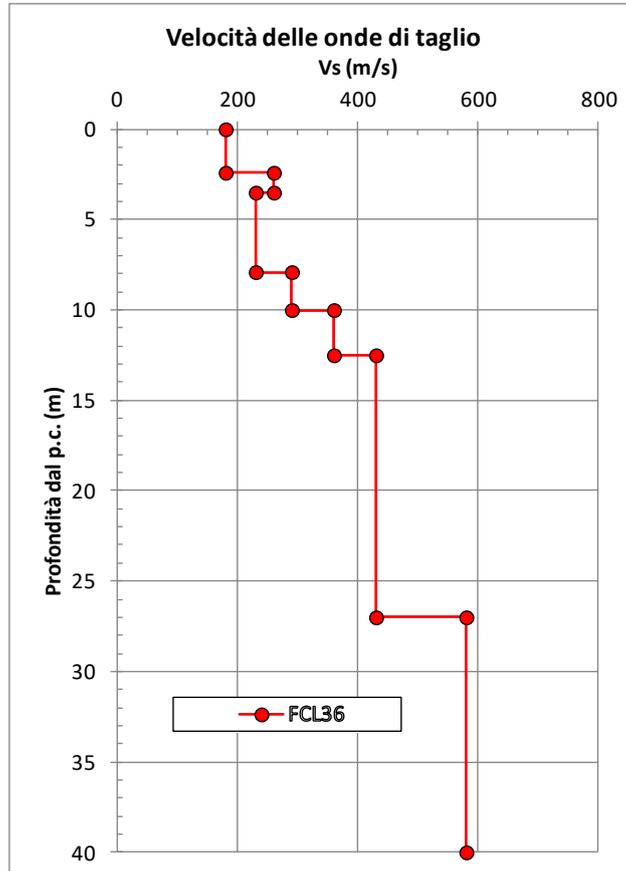


figura 15.13: DH FCL36 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

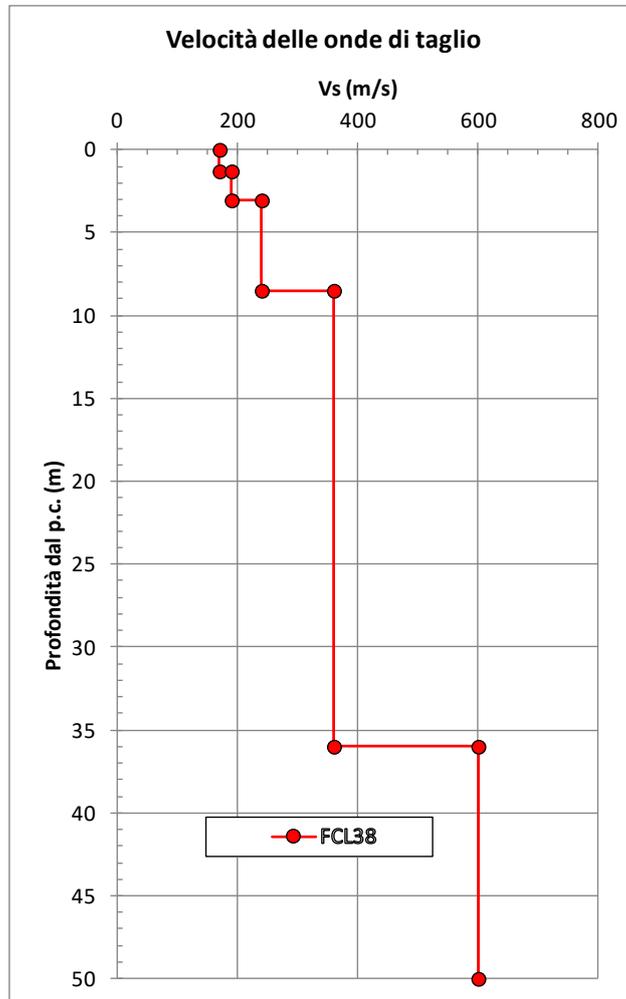


figura 15.14: DH FCL38 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

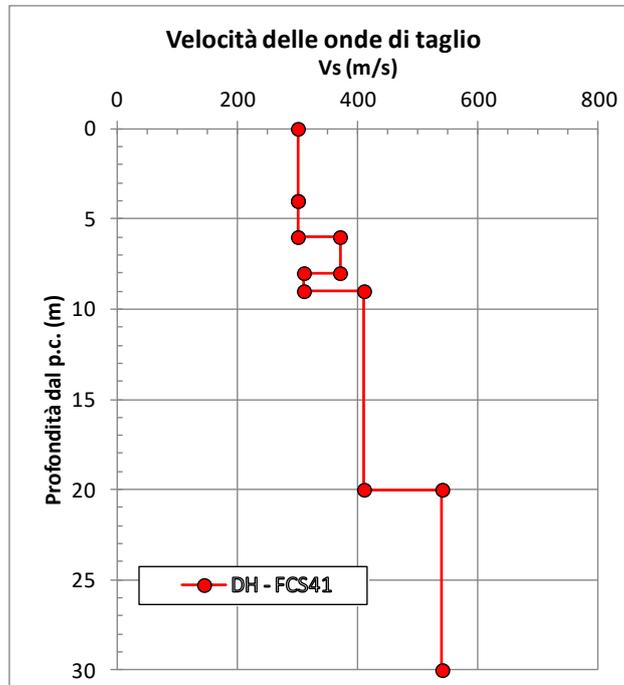


figura 15.15: DH FCS41 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

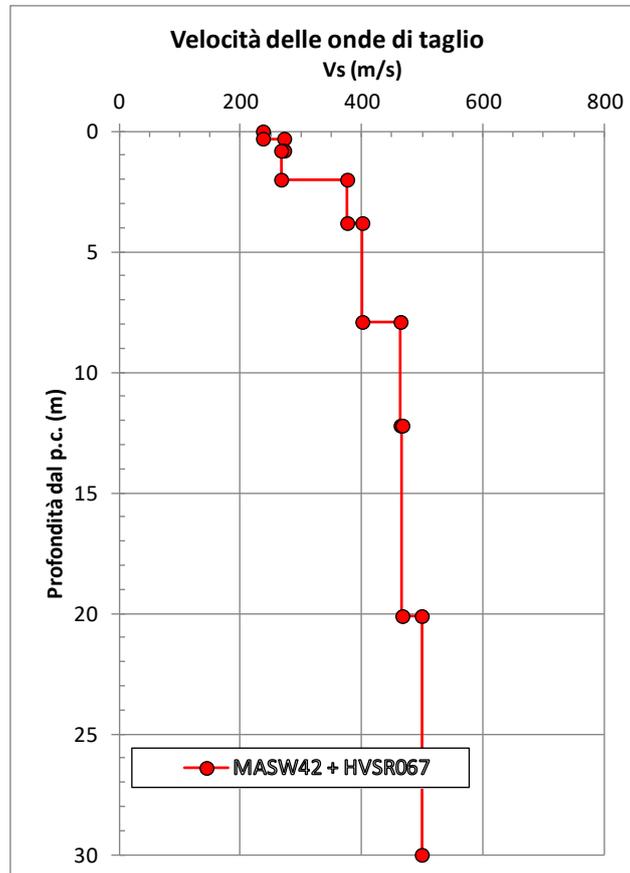


figura 15.16: MASW42 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

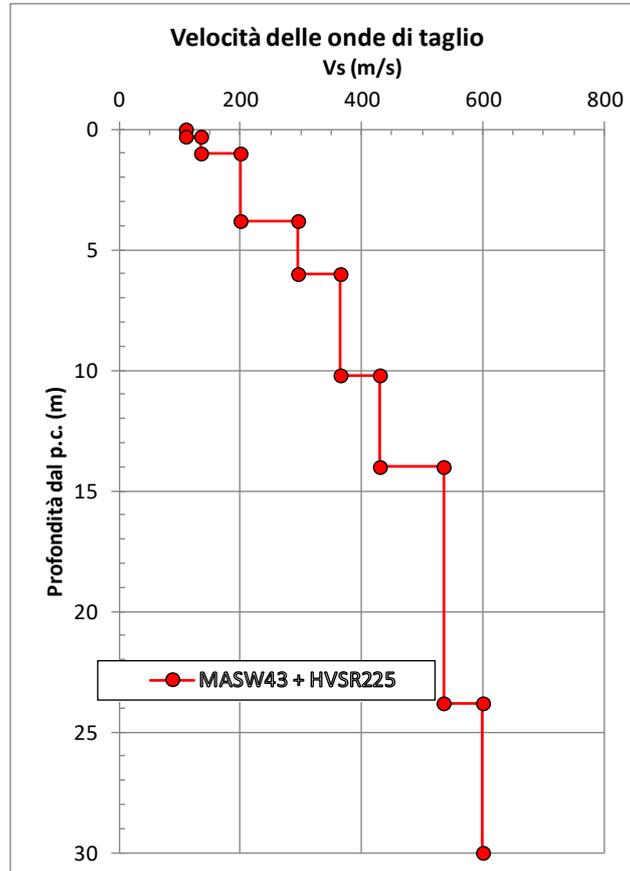


figura 15.17: MASW43 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

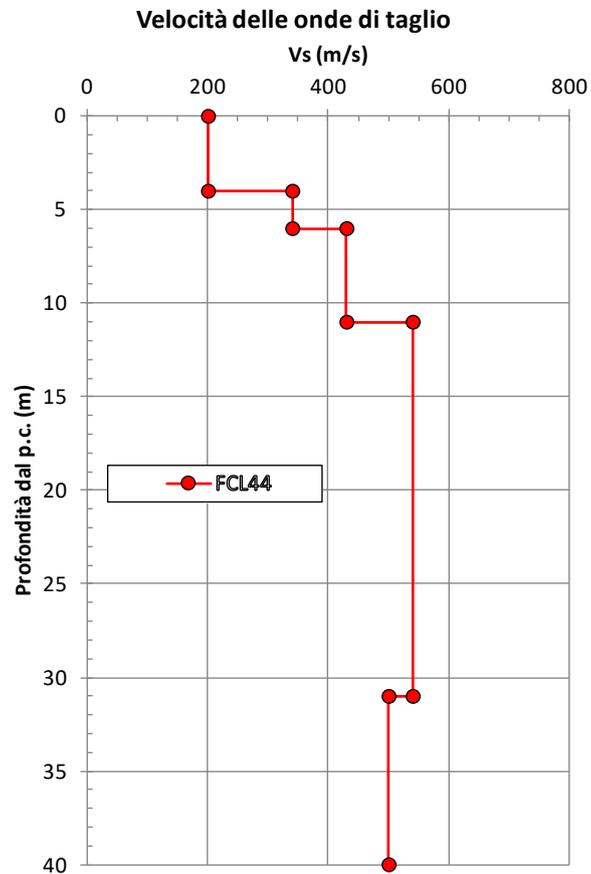


figura 15.18: DH FCL44 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

Velocità delle onde di taglio

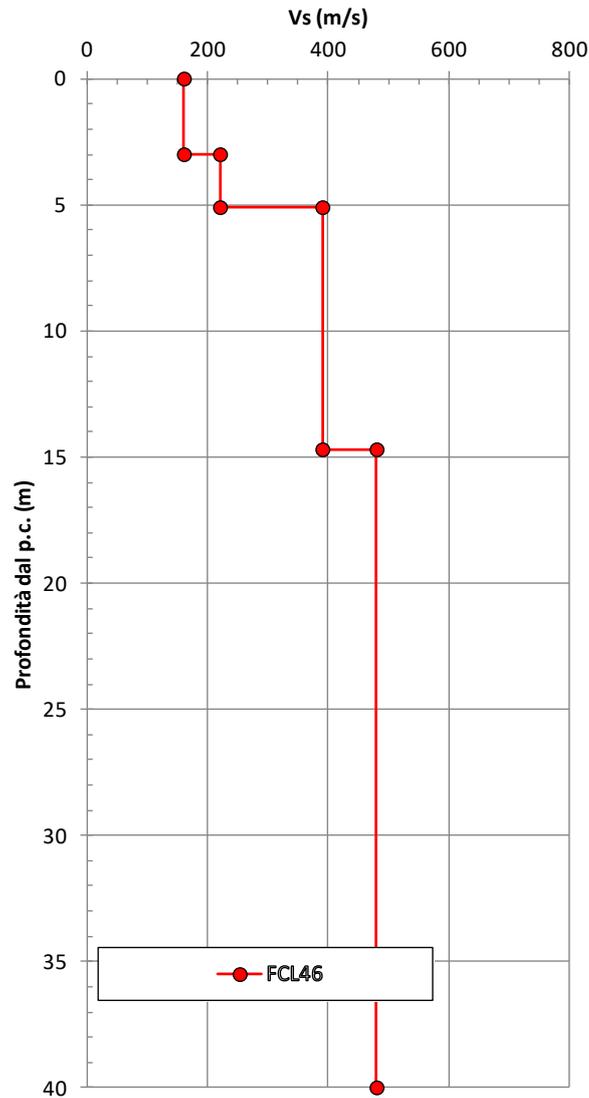


figura 15.19: DH FCL46 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

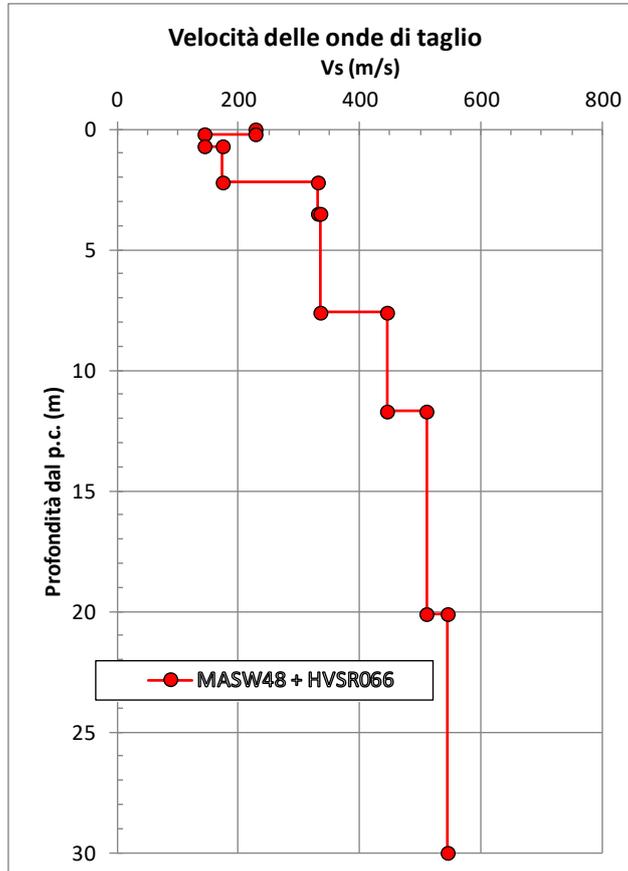


figura 15.20: MASW48 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

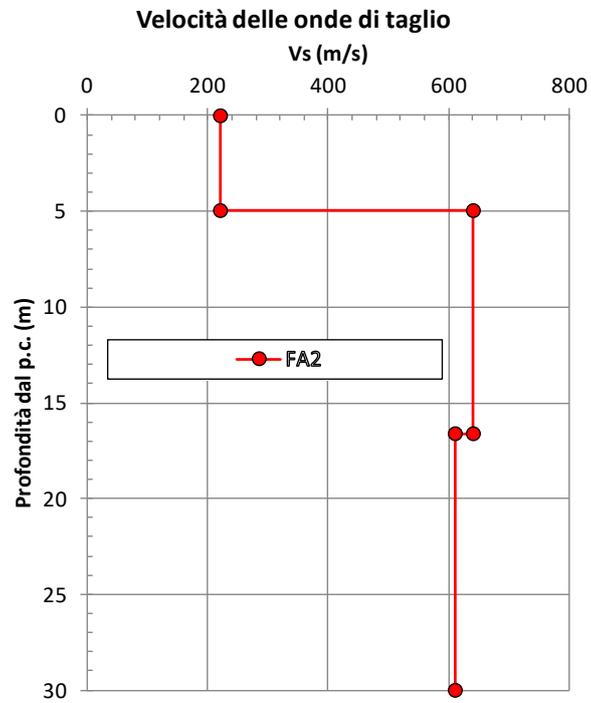


figura 15.21: DH FA2 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

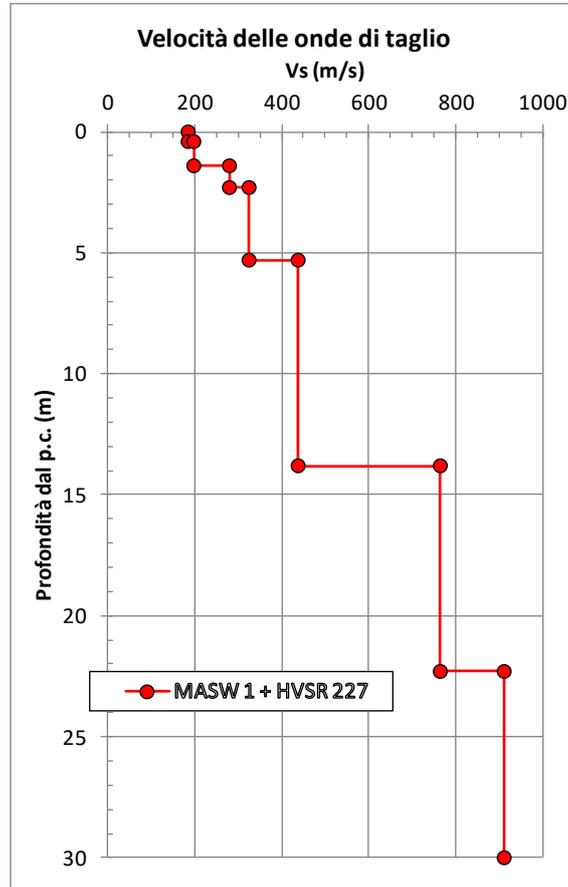


figura 15.22: MASW1 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

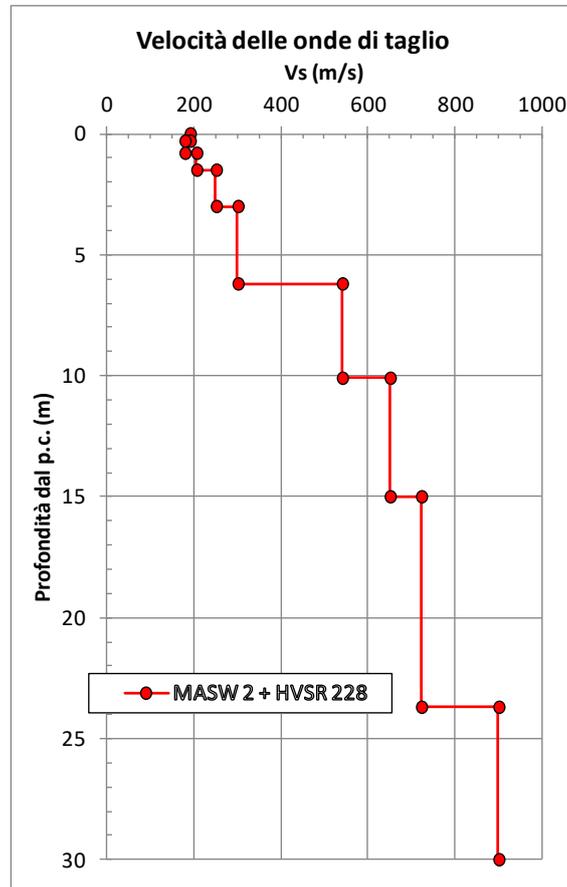


figura 15.23: MASW2 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

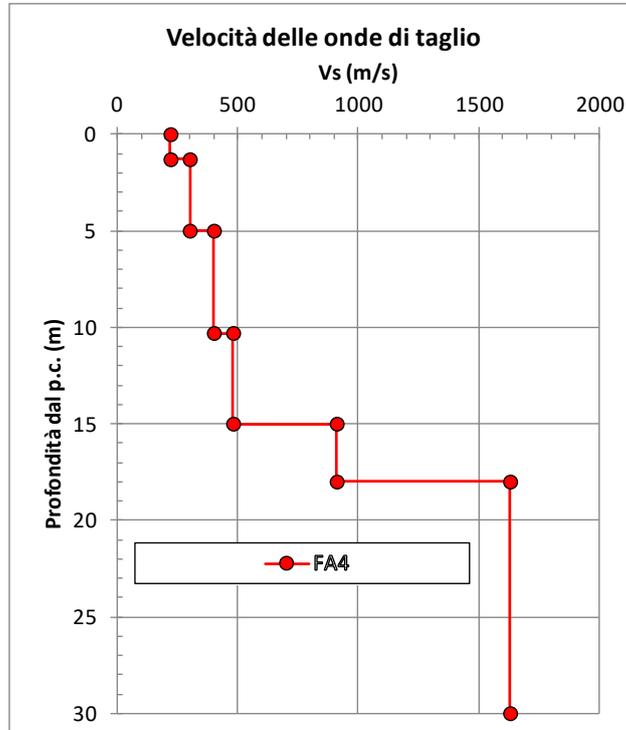


figura 15.24: DH FA4 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

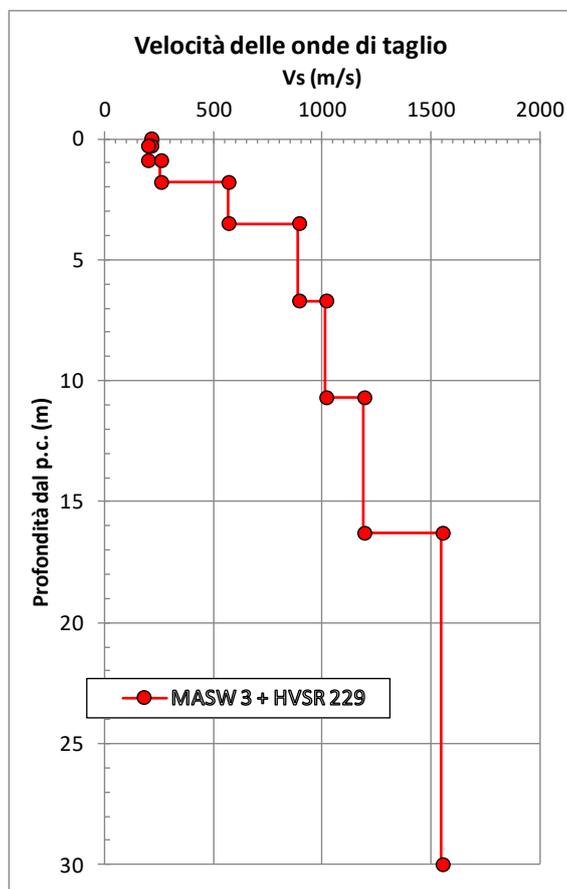


figura 15.25: MASW3 - Velocità delle onde di taglio con la profondità

Nella seguente tabella 15-1 sono riportate le categorie di suolo individuate dall'analisi della distribuzione della velocità delle onde di taglio in funzione della profondità per i diversi lotti e della progressiva nell'ambito del lotto.

Lotto	Prova	Progressiva	Categoria suolo
Lotto 1	MASW71	0+370	B
	MASW6	6+360	B
	DH FCS6	6+540	A
Lotto 2	DH FCS9	1+000	B
	MASW52	1+340	B
	MASW18	3+800	E
	DH FCS18	3+800	E
	MASW25	4+560	B
	DH FCL25	4+560	B

Lotto	Prova	Progressiva	Categoria suolo
	DH FCS31	6+140	B
	MASW35	8+060	C
	MASW36	8+760	C
	DH FCL36	8+760	C
Lotto 3	DH FCL38	1+400	C
	DH FCS41	2+180	B
	MASW42	2+340	B
	MASW43	2+680	B
	DH FCL44	2+940	B
	DH FCL46	3+720	B
	MASW48	5+180	B
Albacina	MASW 1	0+610	B
	DH FA2	1+170	B
	MASW 2	2+090	B
	DH FA4	3+280	E
	MASW 3	3+870	E

tabella 15-1 Categorie di suolo determinate mediante prove MASW e DH

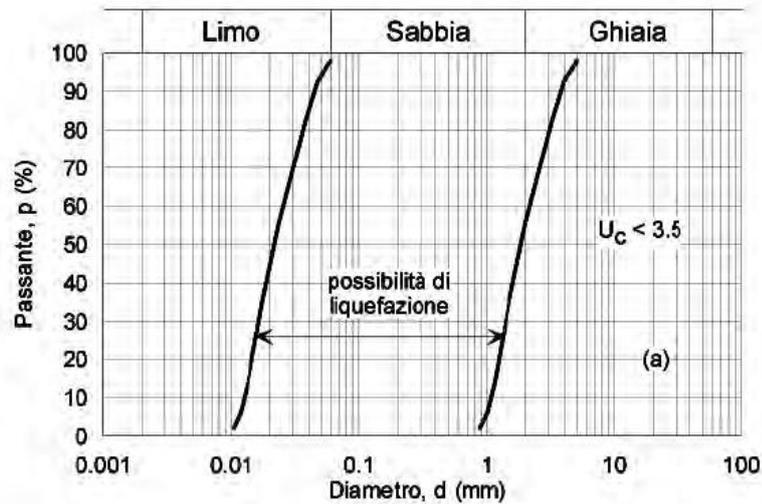
15.3. Stabilità nei confronti della liquefazione

La normativa vigente (Rif. [1]) indica quattro condizioni ciascuna delle quali rende altamente improbabile il verificarsi della liquefazione del terreno, consentendo di conseguenza di omettere la relativa verifica. Tali condizioni sono:

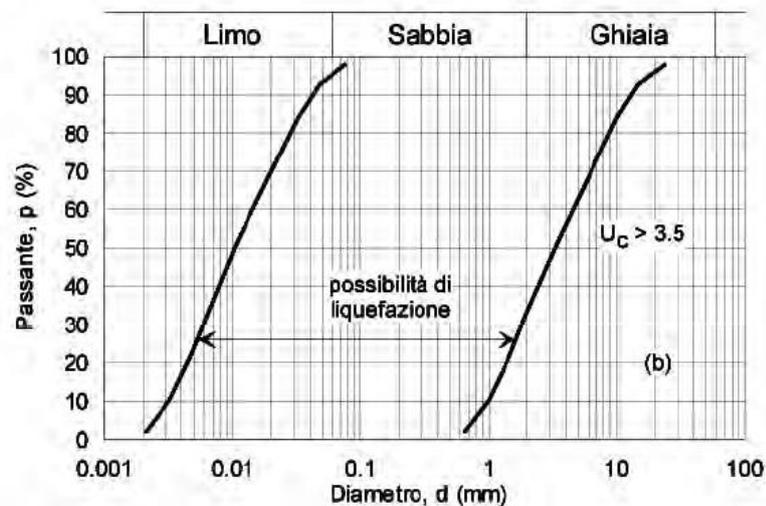
1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da 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 efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Le prime tre condizioni suggerite dalla norma nel caso specifico non si applicano.

Si è pertanto considerata la quarta condizione, verificando se le curve granulometriche dei terreni presenti lungo la tratta di interesse fossero o meno esterne ai fusi granulometrici citati dalla normativa riprodotti in figura 15.26.



a)



b)

figura 15.26: Fusi granulometrici dei materiali suscettibili di liquefazione (Rif. [1])

Nella figura 15.27 sono riportate le curve granulometriche di tutti i campioni analizzati nella tratta PM228-Albacina sovrapposte ai due fusi granulometrici di cui alla figura precedente.

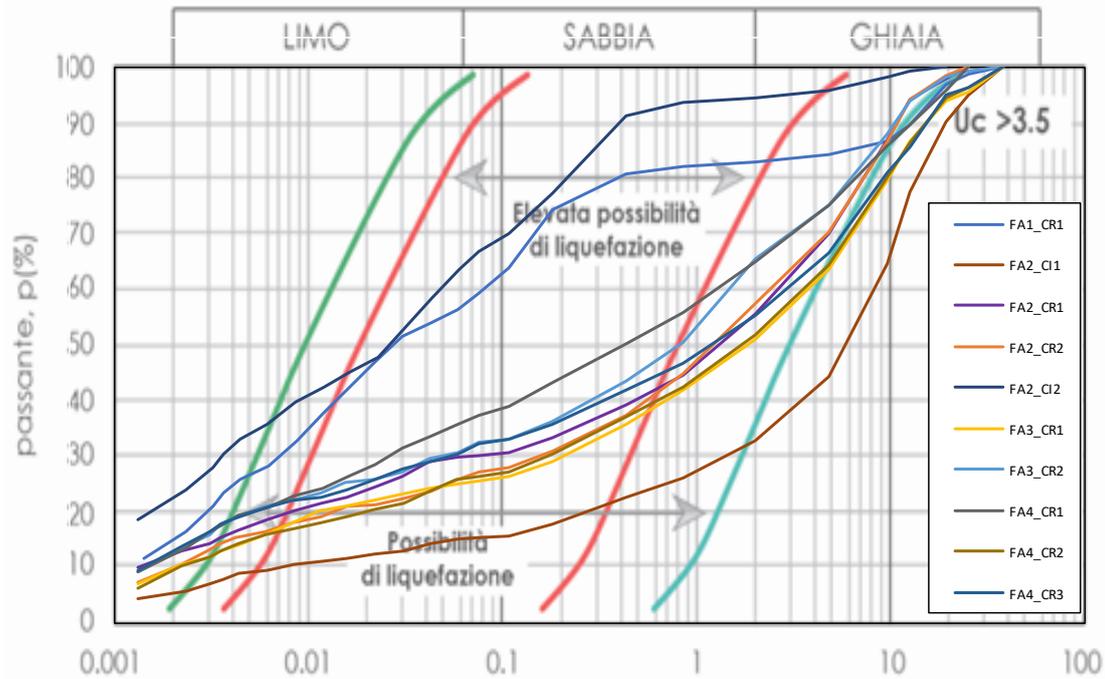


figura 15.27: Sovrapposizione curve granulometriche ai fusi di cui alla normativa (Rif. [1])

Dalla figura si evince che tutte le curve granulometriche analizzate nella tratta PM228-Albacina non sono contenute entro i limiti indicati dalla normativa come caratteristici per i terreni potenzialmente liquefacibili.

Pertanto non sussistono i presupposti per fenomeni di liquefazione.

16. SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

16.1. Formazioni lapidee

Parametri roccia intatta					
Unità geotecnica	CL	M_b	M:f	M_s	Aa_Ar
γ (kN/m ³)	24.0÷26.0	24.0÷25.0	24.0÷25.0	24.0÷25.0	24.7÷25.8
σ_{ci} (MPa)	30÷60	6÷15	25÷60	10÷25	80÷100
E_t (GPa)	25÷45	0.1	18÷48	4.3	35÷41
E_s (GPa)	25÷45	3.0	14÷50	5.0	30÷40
V_p (m/s)	5'000÷6'000	1050÷2800	4100÷5300	-	4'500÷5'100
V_s (m/s)	1'500÷3'000	550÷940	2100÷3100	-	2'180÷2'290
G_0 (GPa)	7.5÷22.5	0.83÷2.20	11.0÷24.0	-	12.2÷13.2
E_0 (GPa)	20.0÷60.0	2.16÷6.35	29.0÷63.0	-	34.2÷35.2
Parametri ammasso					
Unità geotecnica	CL	M_b	M:f	M_s	Aa_Ar
V_s (m/s)	1'500÷2'500		750÷1'000		-
E_M (MPa)	1'000÷4'000	1'000÷2'000	1'500÷12'000	360	830
E_{rm} (MPa)	1'700÷9'000	26÷128	750÷3'300	260÷1'070	-
GSI	35÷50	15÷25	20÷30	15÷25	-
mi	12	7	7	7	-
a	0.52÷0.54	0.48÷0.51	0.50÷0.52	0.48÷0.51	-
σ_c (MPa)	0.35÷2.15 (D = 0.3)	0.04÷0.13 (D=0.3)	0.18÷0.66 (D=0.3)	0.06÷0.22 (D=0.3)	-
	0.25÷1.65 (D = 0.5)	0.025÷0.09 (D=0.5)	0.12÷0.46 (D=0.5)	0.04÷0.15 (D=0.3)	-
Permeabilità (m/s)	$1 \times 10^{-7} \div 1 \times 10^{-5}$	-	$3.3 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-4}$	$5.3 \cdot 10^{-9} \div 9.0 \cdot 10^{-9}$	-

tabella 16-1 Parametri geotecnici caratteristici associati alle unità geotecniche

16.2. Unità non lapidee

16.2.1. Unità di tipo coesivo – Dc, M_{alt}, Aa_L

Unità geotecnica	Dc	M _{alt}	Aa _L
γ (kN/m ³)	19÷20	20.4÷21.8	19.5÷22.0
ϕ' (°)	26°÷28°	28°÷30°	22° ÷ 25°
c' (kPa)	0÷3	4÷12	3÷15
c _u (kPa)	130 (z ≤ 4 m)	300÷400	180÷450
	80 (4 m < z ≤ 8 m)		
	60 (z > 8 m)		
E _u (MPa)	100÷45 (z ≤ 4 m)	135÷400	160÷310
	65÷28 (4 m < z ≤ 8 m)		
	50÷20 (z > 8 m)		
PC (kPa)	200÷400	260÷400	400÷800
E _{Ed} (MPa)	10÷13 (z ≤ 4 m)	18÷24	12÷20
	6÷11 (z > 4 m)		
c _v (cm ² /s)	1.5x10 ⁻⁴ ÷1.3x10 ⁻³	1.5÷2.1x10 ⁻³	1.5x10 ⁻⁴ ÷2.43x10 ⁻⁴
c _α (-)	1.0x10 ⁻³ ÷2.2x10 ⁻³	1.6x10 ⁻³ ÷3.3x10 ⁻³	2.0x10 ⁻³ ÷3.5x10 ⁻³

16.2.2. Unità di tipo incoerente – Dg

Unità geotecnica	Dg
γ (kN/m ³)	19.5÷20.0
ϕ' (°)	fino a 5 m dal p.c.: 32°÷34°
	oltre 5 m dal p.c.: 37°÷40°
c' (kPa)	0.0
E ₀ (MPa)	250÷600 per z ≤ 4 m)
	600÷1'000 per 4 m < z ≤ 10 m)
	1'0000 per z > 10 m
E _{op,1} (MPa)	50÷120 per z ≤ 4 m)

Unità geotecnica	Dg
	120÷200 per $4\text{ m} < z \leq 10\text{ m}$)
	200 per $z > 10\text{ m}$
$E_{op,2}$ (MPa)	25÷60 per $z \leq 4\text{ m}$)
	60÷100 per $4\text{ m} < z \leq 10\text{ m}$)
	100 per $z > 10\text{ m}$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-ALBACINA</p> <p>PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA</p>												
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IR0E</td> <td>00 R 11</td> <td>GE</td> <td>GE0006 001</td> <td>A</td> <td>211 di 211</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	211 di 211
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IR0E	00 R 11	GE	GE0006 001	A	211 di 211								

17. TEMATICHE GEOTECNICHE AFFRONTATE NEL PROGETTO

Le principali tematiche geotecniche connesse alla realizzazione delle opere incluse nel progetto in oggetto sono riconducibili in sintesi a:

- predimensionamento di rilevati e trincee ferroviarie, comprensive di verifiche di stabilità di e calcolo dei cedimenti e loro decorso nel tempo; (doc. IR0F03R11GEGE0006001);
- predimensionamento di rilevati e trincee stradali, comprensive di verifiche di stabilità e calcolo dei cedimenti e loro decorso nel tempo; (doc. IR0E00R11CLGE0006002);
- predimensionamento delle opere di sostegno, comprensiva delle verifiche di stabilità; (doc. IR0E00R11CLRI0005001). Queste comprendono:
 - Opere di sostegno a gravità (Tipologico TM-A)
 - Paratia di pali accostati f 1500 mm “a mensola” (Tipologico TP-A)
 - Paratie di pali accostati ϕ 1200 mm, sostenute da tiranti o “a mensola” (Tipologici TP-B e TP-C rispettivamente)
 - Paratia di pali accostati ϕ 1200 mm “a mensola” ed intervento di soil nailing a monte (Tipologico TP-D)
 - Paratia di pali accostati ϕ 600 mm “a mensola” con e senza intervento di soil nailing a monte (Tipologici TP-E e TP-F rispettivamente)