AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA CAMPO PROVA AREA RILEVATO DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETA' DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

CLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

CAMPO PROVA AREA RILEVATO
RELAZIONE FINALE

MI010P-PE-G-G-R-1210-C1

DATA				
Dicembre 2012		ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
SIGLA		F. Carnevale/F. Caneparo	F. Carnevale/F. Caneparo	G. Fiorini
REVISIONE	1			
	2			
	3			

NOME FILE

MI010P-PE-G-G-R-1210-C1.doc

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA CAMPO PROVA AREA RILEVATO DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PROGETTO ESECUTIVO

CAMPO PROVA AREA RILEVATO RELAZIONE FINALE

INDICE

1. PREMESSE 15
1.1. Cave e materiali da costruzione 15
1.2. Indagini in sito e prove di laboratorio 16
1.3. Strumentazione 18
2. OGGETTO E SCOPO 20
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 21
4. OBIETTIVI DEL CAMPO PROVA 23
5. CRONOGRAMMA LAVORI 24
6. CAMPO PROVA AREA RILEVATO: ANALISI DELLA STRATIGRAFIA 33
7. CAMPO PROVA AREA RILEVATO: PROVE DI LABORATORIO 39
7.1. Generalità 39
7.2. Prove eseguite prima della precarica 40
7.2.1. Commenti ai risultati ottenuti 40
7.2.2. Risultati delle prove edometriche 43
7.2.3. Risultati delle prove triassiali isotrope 45
7.2.4. Risultati delle prove triassiali 46
7.2.5. Prove triassiali cicliche 48
7.2.6. Prove triassiali in condizioni k_0 49
7.2.7. Stima della permeabilità 52
7.3. Prove eseguite dopo la precarica 52
7.3.1. Commenti ai risultati ottenuti 53
7.3.2. Risultati delle prove edometriche 56
7.3.3. Risultati delle prove triassiali isotrope 58
7.3.4. Risultati delle prove triassiali 58
7.3.5. Prove triassiali cicliche 60
7.3.6. Stima della permeabilità 61
7.4. Confronto tra prove prima e dopo la precarica 61
7.5. Teoria dello stato critico 68
8. CAMPO PROVA AREA RILEVATO: PROVE IN SITU 73
8.1. Generalità 73
8.2. Interpretazione delle prove penetrometriche 74
8.3. Prove eseguite prima della precarica 78
8.3.1. Classificazione dei terreni di fondazione dalle CPTU 78
8.3.2. Confronto tra risultati delle CPTu e laboratorio 81
8.3.3. Profilo della velocità delle onde di taglio con la profondità 81
8.4. Prove eseguite dopo la precarica 83
8.4.1. Classificazione dei terreni di fondazione dalle CPTU 83
8.4.2. Confronto tra risultati delle CPTu e laboratorio 84
8.4.3. Profilo della velocità delle onde di taglio con la profondità 85

8.5. Misure piezometriche effettuate dopo la precarica 87
8.6. Confronto tra prove prima e dopo la precarica 90
8.7. Rigidezza dei terreni di fondazione in funzione del loro grado di mobilitazione 99
9. CAMPO PROVA AREA RILEVATO: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA PRELIMINARE DERIVANTE DALLE PROVE DI LABORATORIO ED IN SITO 104
10. COSTRUZIONE DELL'AREA CAMPO PROVA RILEVATO: RUOLO DELLO STRATO DI BONIFICO 106
11. COSTRUZIONE DELL'AREA CAMPO PROVA RILEVATO: ANALISI DELLE MISURE TOPOGRAFICHE 110
11.1. Generalità 110
11.2. Pista di accesso: capisaldi topografici 113
11.3. Area di precarica: piastre assestimetriche, profilometri e inclinometri 116
11.4. Considerazioni generali sulle misure topografiche ed inclinometriche 121
12. INTERPRETAZIONE DELLE MISURE DI CEDIMENTO VERTICALE E SPOSTAMENTI ORIZZONTALI: MODELLAZIONE ADOTTATA 123
12.1. Generalità 123
12.2. Modellazione analitica 123
12.2.1. Valutazione del cedimento 123
12.2.2. Valutazione dei tempi di consolidazione 127
12.3. Modellazione FEM 127
13. INTERPRETAZIONE DELLE MISURE DI CEDIMENTO VERTICALE E SPOSTAMENTI ORIZZONTALI: ANALISI DEI DATI 129
13.1. Generalità 129
13.2. Analisi analitica 129
13.2.1. Valutazione del cedimento 129
13.2.2. Valutazione dei tempi di consolidazione 132
13.2.3. Sintesi dei risultati ottenuti 137
13.3. Analisi FEM 138
13.3.1. Geometria adottata 138
13.3.2. Valutazione del diagramma cedimento-tempo 139
13.3.3. Valutazione tempo di consolidazione 144
13.3.4. Confronto dei risultati del calcolo con i profilometri e gli inclinometri 147
13.3.5. Sintesi dei risultati ottenuti 152
14. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO 153
15. CONCLUSIONI 156
APPENDICE A – PROVE DI LABORATORIO PRIMA DELLA PRECARICA – INVULUPPI A ROTTURA DALLE PROVE TRIASSIAli 159

APPENDICE B – PROVE DI LABORATORIO DOPO LA PRECARICA – INVULUPPI A ROTTURA RICAVATI DALLE PROVE TRIASSIALI 169

ELENCO FIGURE

Fig. 1-1– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Planimetria generale 15
Fig. 1-2– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Indagini eseguite 17
Fig. 1-3– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Strumentazione installata 19
Fig. 5-1– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Fasi costruttive della pista 24
Fig. 5-2– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Costruzione della pista in avanzamento 28
Fig. 5-3– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Rilevato di accesso dopo la mareggiata 29
Fig. 5-4– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Scogliera ripristinata dopo la mareggiata 30
Fig. 5-5– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Costruzione della pista in avanzamento e passaggio dei mezzi di cantiere 30
Fig. 5-6– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Fase di precarica 31
Fig. 5-7– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Scarico della precarica 31
Fig. 6-1– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Campionatore a gravità da 2 m 34
Fig. 6-2– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Campionatore a pistone da 8 m 35
Fig. 6-3– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Carote congelate in laboratorio 35
Fig. 6-4– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Planimetria con indagini e sezioni stratigrafiche 36
Fig. 6-5– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Sez. stratigrafica 1-1 37
Fig. 6-6– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Sez. stratigrafica 2-2 37
Fig. 6-7– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Sez. stratigrafica 3-3 38
Fig. 6-8– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Sez. stratigrafica 4-4 38
Fig. 7-1– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Carotatura del campione congelato 39
Fig. 7-2 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Andamento del contenuto fine con la profondità dalle indagini del campo prova area rilevato 41

Fig. 7-3 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Carta di plasticità indagini campo prova area rilevato 42
Fig. 7-4 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Prove prima della precarica – Coefficiente di compressibilità secondaria 45
Fig. 7-5 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Prova triassiale in condizioni k_0 – Campione 1 – piano di rottura 50
Fig. 7-6 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Prove triassiale in condizioni k_0 – Campione 2 – piano di compressione 51
Fig. 7-7 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Prove triassiale in condizioni k_0 – Campione 3 – piano di compressione 51
Fig. 7-8 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Andamento del contenuto fine con la profondità dalle indagini del campo prova area rilevato dopo la precarica 54
Fig. 7-9 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Carta di plasticità indagini campo prova area rilevato dopo la precarica 55
Fig. 7-10 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Prove dopo la precarica – Coefficiente di compressibilità secondaria 57
Fig. 7-11 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto prima e dopo la precarica di indice dei vuoti, contenuto d'acqua e peso di volume 63
Fig. 7-12 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto OCR prima e dopo la precarica 64
Fig. 7-13 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto Cc E Cr prima e dopo la precarica 64
Fig. 7-14 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Sintesi angoli d'attrito 65
Fig. 7-15 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Andamento della permeabilità e del coefficiente di consolidazione con la profondità prima e dopo la precarica 66
Fig. 7-16 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Andamento della permeabilità con la profondità prima e dopo la precarica 67
Fig. 7-17 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Linee CSL ed SSL dalle prove triassiali 69
Fig. 7-18 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Piano di compressione risultati prove triassiali – NCL 71
Fig. 7-19 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Piano di compressione risultati prove triassiali - URL 72
Fig. 8-1– Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Ubicazione indagini 73
Fig. 8-2 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Classificazione sulla carta di Robertson per il livello L1 80
Fig. 8-3 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Classificazione sulla carta di Robertson per il livello L2 80

Fig. 8-4 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Misura e stima delle Vs 82
Fig. 8-5 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Classificazione sulla carta di Robertson per il livello L1 dopo precarica 84
Fig. 8-6 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Classificazione sulla carta di Robertson per il livello L2 dopo la precarica 84
Fig. 8-7 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Misura e stima delle Vs dopo la precarica 86
Fig. 8-8 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Schema di installazione dei piezometri 88
Fig. 8-9 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto tra pressione idrostatica e misura piezometrica 89
Fig. 8-10 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto dell'indice Ic prima e dopo la precarica 91
Fig. 8-11 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto tra parametro Q prima e dopo la precarica 92
Fig. 8-12 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto tra resistenza alla punta prima e dopo la precarica 93
Fig. 8-13 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto tra pressione neutra misurata prima e dopo la precarica 94
Fig. 8-14 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto tra parametro Bq prima e dopo la precarica 95
Fig. 8-15 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto prima e dopo la precarica per la CPTU108 97
Fig. 8-16 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto prima e dopo la precarica per la CPTU109 98
Fig. 8-17 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Profilo di G_{max} con la profondità prima della precarica 100
Fig. 8-18 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Profilo di G_{max} con la profondità dopo la precarica 101
Fig. 8-19 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Decadimento del modulo con la deformazione prima della precarica 102
Fig. 8-20 Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Decadimento del modulo con la deformazione dopo la precarica 102
Fig. 10-1 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto tra la granulometria del tout venant utilizzato ed il fuso di progetto 106
Fig. 10-2 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Confronto tra la granulometria del bonifico utilizzato ed il fuso di progetto 107
Fig. 10-3 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Sondaggio S101 - interfaccia bonifico/terreno naturale 108

Fig. 10-4 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Sondaggio S102 - interfaccia bonifico/terreno naturale 108
Fig. 11-1 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Ubicazione strumentazione 111
Fig. 11-2 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – capisaldi topografici – sezione 112
Fig. 11-3 – Vado Ligure – Campo prova rilevato – strumentazione – sezione 112
Fig. 11-4 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Misure di cedimento nel tempo relative ai capisaldi sulla pista di accesso 114
Fig. 11-5 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Diagramma carico-tempo e cedimento-tempo relativo alle piastre assestimetriche 117
Fig. 11-6 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Diagramma carico-tempo e cedimento-tempo relativo ai profilometri 118
Fig. 11-7 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Diagramma spostamenti orizzontali/fase di carico per inclinometro i15 119
Fig. 11-8 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Diagramma spostamenti orizzontali/fase di carico per inclinometro i35 120
Fig. 12-1 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Fasi di carico - Deformazione immediata e di Consolidazione 124
Fig. 13-1 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Cronogramma lavori relativo al rilevato alla +1.0 133
Fig. 13-2 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Rilevato alla +1.0 - Misura del cedimento nel tempo in corrispondenza della Pa5 133
Fig. 13-3 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Cronogramma lavori relativo alla fase di precarica 134
Fig. 13-4 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Precarica - Misura del cedimento nel tempo in corrispondenza della Pa5 134
Fig. 13-5 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Cronogramma lavori relativo alla fase di ricarico 135
Fig. 13-6 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Ricarico - Misura del cedimento nel tempo in corrispondenza della Pa5 135
Fig. 13-7 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Planimetria con ubicazione della sezione di riferimento per le analisi FEM 138
Fig. 13-8 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Sezione stratigrafica di riferimento per le analisi FEM 139
Fig. 13-9 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem – Hardening Soil – confronto con misure 141
Fig. 13-10 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem – SoftSoil – confronto con misure 141
Fig. 13-11 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem – SoftSoil con creep ca=6e-3 – confronto con misure 142

Fig. 13-12 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem – SoftSoil con creep ca=3e-3 – confronto con misure 143
Fig. 13-13 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem –confronto tra modello e misure piastre alla +1.0 144
Fig. 13-14 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem – andamento delle sovrappressioni neutre con precarica applicata in 25 giorni 145
Fig. 13-15 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem – andamento delle sovrappressioni neutre con precarica applicata in 2 giorni 146
Fig. 13-16 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem – andamento delle sovrappressioni neutre con precarica applicata in 2 giorni 147
Fig. 13-17 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem – confronto tra modello di calcolo e misure dei profilometri 148
Fig. 13-18 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem – confronto tra modello di calcolo e misure dell'inclinometro i35 149
Fig. 13-19 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Analisi Fem – confronto tra modello di calcolo e misure dell'inclinometro i15 150

ELENCO TABELLE

Tab. 7-1 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Indici di compressibilità SS110 SS112 43
Tab. 7-2 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Indici di compressibilità i15 i35 44
Tab. 7-3 - Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Angolo d'attrito dalle prove triassiali 46
Tab. 7-4 – Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Indici di compressibilità S100 S101 S102 56
Tab. 7-5 - Vado Ligure – Campo prova area rilevato – Angolo d'attrito dalle prove triassiali S100 S101 S102 58
Tab. 9-1 - Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Stratigrafia di progetto 104
Tab. 9-2 - Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Caratterizzazione da Prove in sito e di laboratorio del campo prova 105
Tab. 14-1 - Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Stratigrafia 153
Tab. 14-2 - Vado Ligure – Campo prova area rilevato - Caratterizzazione Geotecnica di Progetto 154

BIBLIOGRAFIA

1. Chen J.W. and Juang C.H. (1996), Determination of drained friction angle of sands from CPT, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122 (5), 374-381.
2. CIRIA (1995), Report 143 – 1995: The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use, London UK.
3. Coop M.R., Atkinson J.H., (1993), The mechanics of cemented carbonate sands, Géotechnique, 43, No.1, 53-67.
4. De Mello V., The Standard Penetration Test, Fourth Panamerican Conference
5. Décourt L., General report/Discussion session 2: SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in in-situ testing – Part 2: The standard penetration test, state-of-the-art report.
6. Finn Liam W.D., Siddharthan R., Martin G.R., (1983), Response of seafloor to ocean waves, Journal of Geotechnical Engineering, 109, No.4, 556-572.
7. Hegazy, Y.A. and Mayne, P.W. (1995), Statistical Correlations Between Vs and CPT Data for Different Soil Types, Proceedings, Cone Penetration Testing (CPT'95), Vol. 2, Linköping, Swedish Geotechnical Society, pp. 173-178.
8. Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990), Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Report EL-6800/1493-6, Electric Power Research Institute.
9. Lancellotta R., (1997), Geotecnica, Zanichelli Editore
10. Landon M.M., DeGroot D.J., Sheahan T.C., (2007), Non-destructive quality assessment of a soft clay using shear wave velocity, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133, No. 4, 424-432.
11. Loganathan N, Balasubramaniam A.S., Brgado D.T., (1993), Deformation analysis of embankments, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 119, No. 8, 1185-1206.
12. Madsen O.S., (1978), Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed, Geotechnique, 28, No. 4, 377-393.
13. Martins F.B., Bressani L. A., Coop M.R. and Bica V. D., (2001), Some aspects of the compressibility behaviour of a clave sand, Canadian Geotechnical Journal, 38, 1177-1186.
14. Mayne P.W. and Campanella R.G. (2005), Versatile site characterization by seismic piezocone, Proceedings, 16th International Conference on Soil Mechanics and

Geotechnical Engineering, Vol. 2, Osaka, Millpress, Rotterdam, The Netherlands, 721-724.

15. Mayne P.W. Peuchen J. Bouwmeester D. (2010), Soil unit weight estimation from CPTs, Proceedings, 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA.
16. Robertson P.K. (2009), Interpretation of cone penetration tests – a unified approach, Canadian Geotechnical Journal, 46, 1337-1355.
17. Robertson P.K. Cabal K.L. (2010), Estimating soil unit weight from CPT, Proceedings, 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA.
18. Schmertmann J.H., Measurement of in situ shear strength, Session III, In situ measurement of shear strength.
19. Skempton, A.W. (1986), Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and over consolidation, Géotechnique 36, No 3, 425-447.
20. Stroud, M.A. (1989), The Standard Penetration Test – Its application and interpretation, Proc. ICE Conf. on Penetration Testing in the UK, Birmingham, Thomas Telford, London.
21. Tanzini, M. (2002), L'indagine geotecnica – Caratterizzazione geotecnica delle terre e delle rocce attraverso prove in sito e di laboratorio, Dario Flaccovio Editore, pagg. 167-190.
22. Yang S.L., Sandven R and Grande L., (2006), Steady-state lines of sand-silt mixtures, Canadian Geotechnical Journal, 43, 1213-1219.
23. Yu-feng Gao, Yang Shen, Jian Zhang, Bing Li, (2010), Analysis of wave-induced liquefaction in seabed deposits of silt, China Ocean Engineering, Vol. 25, No.1, 31-44.

ELENCO SIMBOLI

γ (kN/m³)	=	peso di volume totale
wn (%)	=	contenuto naturale d'acqua
LL (%)	=	limite liquido
LP (%)	=	limite plastico
IP (%)	=	indice di plasticità
CF (%)	=	frazione argillosa = % in peso ≤ 2 μm
A (-)	=	indice di attività = IP/CF
IC (-)	=	indice di consistenza = (LL-wn)/IP
Gs (-)	=	peso specifico dei grani
n (%)	=	porosità
e_0 (-)	=	indice dei vuoti in sito
emax (-)	=	indice dei vuoti massimo
emin (-)	=	indice dei vuoti minimo
DR (%)	=	densità relativa = (emax-e_0)/(emax-emin)
σv (MPa)	=	pressione verticale totale
σ'v(MPa)	=	pressione verticale efficace
u (MPa)	=	pressione interstiziale
σvo (MPa)	=	pressione verticale totale in sito
σ'vo (MPa)	=	pressione verticale efficace in sito
uo (MPa)	=	pressione interstiziale riferita al livello del mare
σvo/f	=	sforzo verticale totale in sito riferito al fondale
σ'vo/f	=	sforzo verticale efficace in sito riferito al fondale
uo/f (MPa)	=	pressione idrostatica relativa alla quota del fondale
Δu (MPa)	=	sovrappressione neutra
σ'v max (MPa)	=	pressione di preconsolidazione
cu (kPa)	=	resistenza al taglio non drenata non consolidata
c' (kPa)	=	coesione, in sforzi efficaci
ϕ' (°)	=	angolo di attrito di picco, in sforzi efficaci
ϕ'cv (°)	=	angolo di attrito critico a volume costante
E01 (MPa)	=	modulo di elasticità a 0,1% deformazione verticale
Emax (MPa)	=	modulo di deformazione iniziale (deformazione 1E-6%)
Em (MPa)	=	modulo pressiometrico

G (MPa)	=	modulo di taglio
Gmax (MPa)	=	modulo di taglio iniziale (deformazione 1E-6)
CR (-)	=	rapporto di compressione edometrica
RR (-)	=	rapporto di ricompressione edometrica
Cα (-)	=	coefficiente di consolidazione secondaria di compressione vergine
Cαr (-)	=	coefficiente di consolidazione secondaria di ricompressione
Mc (MPa)	=	modulo edometrico di compressione vergine
Mr (MPa)	=	modulo edometrico di ricompressione
ν (-)	=	coefficiente di Poisson
pa (MPa)	=	pressione atmosferica
g (m/s²)	=	accelerazione di gravità
Vs (m/s)	=	velocità delle onde di taglio
Vp (m/s)	=	velocità delle onde longitudinali
Ko (-)	=	coefficiente di spinta a riposo
OCR (-)	=	grado di sovraconsolidazione

PROVA SPT

NSPT (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi SPT per la penetrazione di 0,3 m (= 1 piede)
N1 (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi SPT normalizzato
N60 (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi corrispondente al 60% dell'energia di battitura nominale
$(N1)_{60}$ (colpi/0,3 m)	=	numero di colpi normalizzato (N1) corrispondente al 60% dell'energia nominale

PROVA PENETROMETRICA STATICA

qc/m (MPa)	=	resistenza alla punta misurata
u/m (MPa)	=	pressione neutra misurata
fs/m (MPa)	=	resistenza laterale misurata
qc (MPa)	=	resistenza alla punta al netto della pressione idrostatica sul fondale
u (MPa)	=	pressione neutra al netto della pressione idrostatica sul fondale
fs (MPa)	=	resistenza laterale corretta

1. PREMESSE

Nella presente relazione si riportano i risultati relativi alla sperimentazione condotta nell'ambito del "Campo prova area rilevato", vedasi Fig. 1-1.
Tale campo prova è stato condotto nell'ambito del Progetto Esecutivo della Piastra Multifunzionale di Vado Ligure, con il fine di verificare alcune delle assunzioni geotecniche progettuali. Per questo motivo si è simulata la costruzione di una porzione di rilevato e due cicli di precarica, il tutto monitorando il comportamento del terreno tramite prove in sito, quali sondaggi e prove penetrometriche, e appositi monitoraggi, sia topografici che strumentali. Sui campioni prelevati dai sondaggi sono inoltre state eseguite delle prove di laboratorio, eseguite dal laboratorio GET di Genova.
Le lavorazioni sono state eseguite dall'impresa GLF, la stessa che realizzerà la Piastra Multifunzionale. I sondaggi e la strumentazione per i monitoraggi sono invece stati affidati alla società Terra s.r.l. che ne ha seguito l'installazione e l'acquisizione dati.
Come si può osservare dalla Fig. 1-1 il campo prova è costituito da una pista di accesso e di un successivo allargamento, protetto da un argine, entro cui vengono realizzati i due cicli di precarica su di un'area 20x70m.

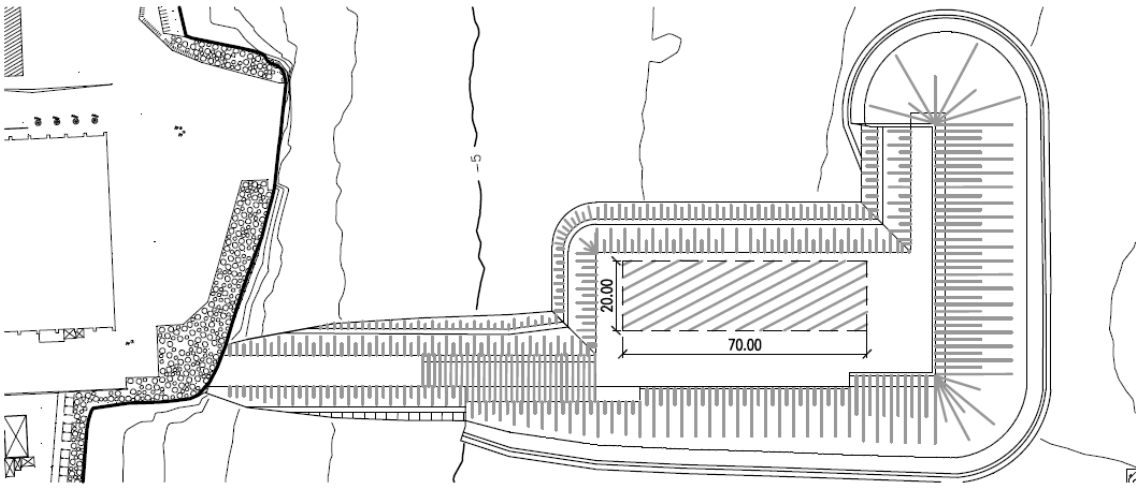


FIG. 1-1– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PLANIMETRIA GENERALE

1.1. Cave e materiali da costruzione

Per quanto riguarda i materiali da costruzione l'Impresa ha individuato come idonee quattro diverse cave: Cava Verusia dell'Impresa Bagnasco, Cava Rocchetta

della Giuggia Costruzioni, Cava Torri della Cave Marchisio e Cava San Carlo della Cave Strade S.r.l. Tali cave hanno quindi fornito i materiali per il bonifico, ossia lo strato di transizione con il fondale, ed per il tout-venant del rilevato vero e proprio. Tutte le cave sono nelle vicinanze dell'opera, nei comuni in provincia di Savona o Cuneo e forniscono dei materiali appartenenti ad ammassi rocciosi costituiti da dolomie, dolomie calcaree e calcari dolomitici. Tali materiali sono risultati idonei, rispettando infatti i requisiti di capitolato, si veda nel dettaglio la tav. 50 allegata.

1.2. Indagini in sito e prove di laboratorio

Al fine di comprendere il comportamento del terreno sono state previste una serie di indagini da eseguirsi prima dell'inizio della costruzione ed al termine dei cicli di precarica.

In particolare si sono previsti prima della costruzione:

- 4 campionamenti Carmacoring
- 2 prove CPTU
- 2 prove SPCTU
- 2 sondaggi a carotaggio continuo.

Al termine invece della precarica sono stati previsti:

- 3 sondaggi a carotaggio continuo
- 2 prove CPTU
- 1 prova SCPTU

Dai sondaggi a carotaggio continuo si sono quindi prelevati dei campioni. Questi, insieme ai campioni della Carmacoring, sono stati tutti congelati ed inviati in laboratorio per le prove geotecniche. La tipologie di indagini di laboratorio eseguite sono:

- prove edometriche
- prove triassiali CIU e CID
- prove di consolidazione in cella triassiale
- prove triassiali cicliche
- prove di colonna risonante
- prove di permeabilità
- prove di classificazione.

La Fig. 1-2 riporta l'ubicazione delle indagini eseguite.

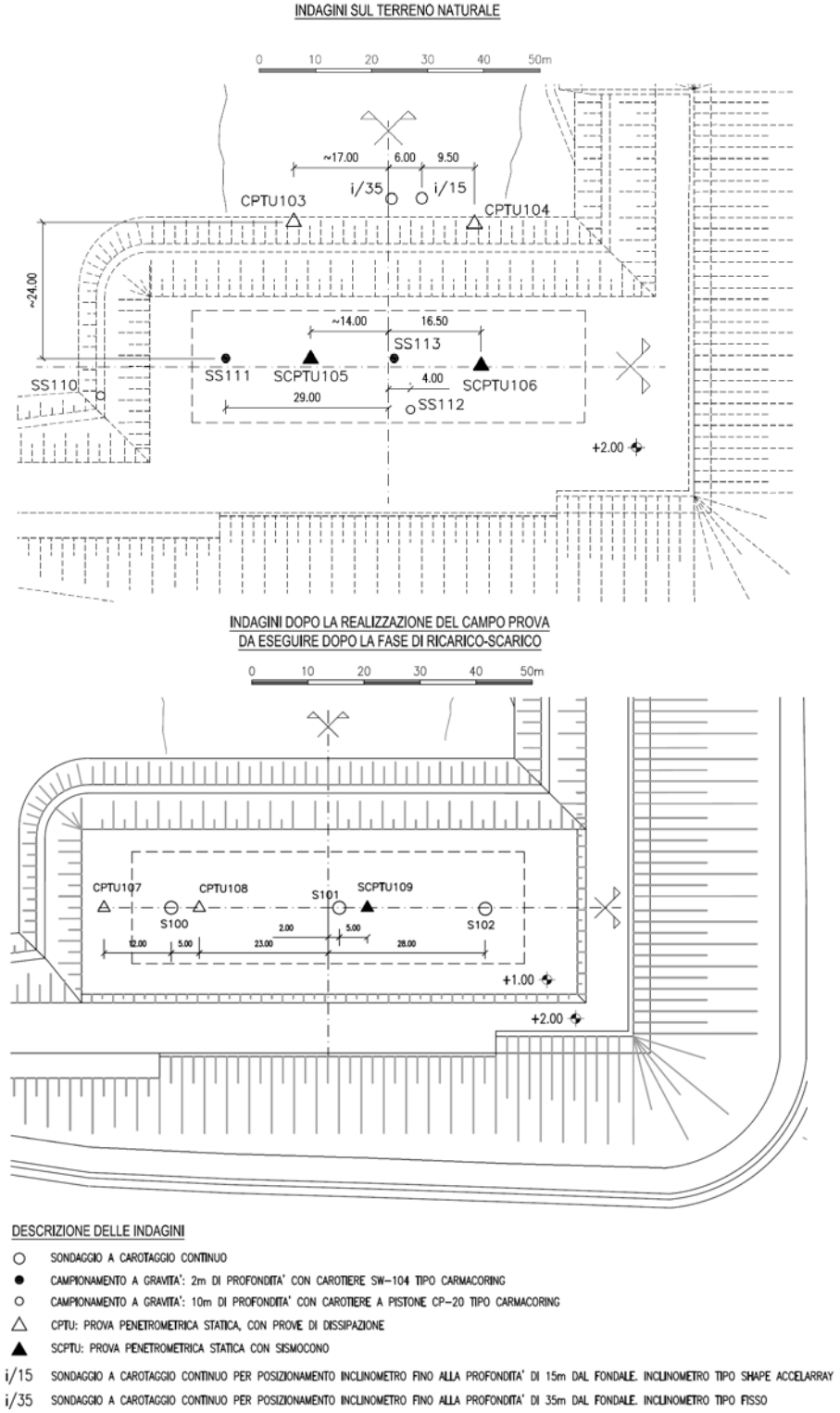


FIG. 1-2– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – INDAGINI ESEGUITE

1.3. Strumentazione

Al fine di monitorare il comportamento dei terreni è stata predisposta una serie di strumenti. In particolare si sono previsti:

- 2 inclinometri
- 8 capisaldi
- 3 profilometri
- 5 piastre assestimetriche poste sul bonifico
- 3 piastre assestimetriche alla quota +1 m l.m.m.
- 4 piezometri.

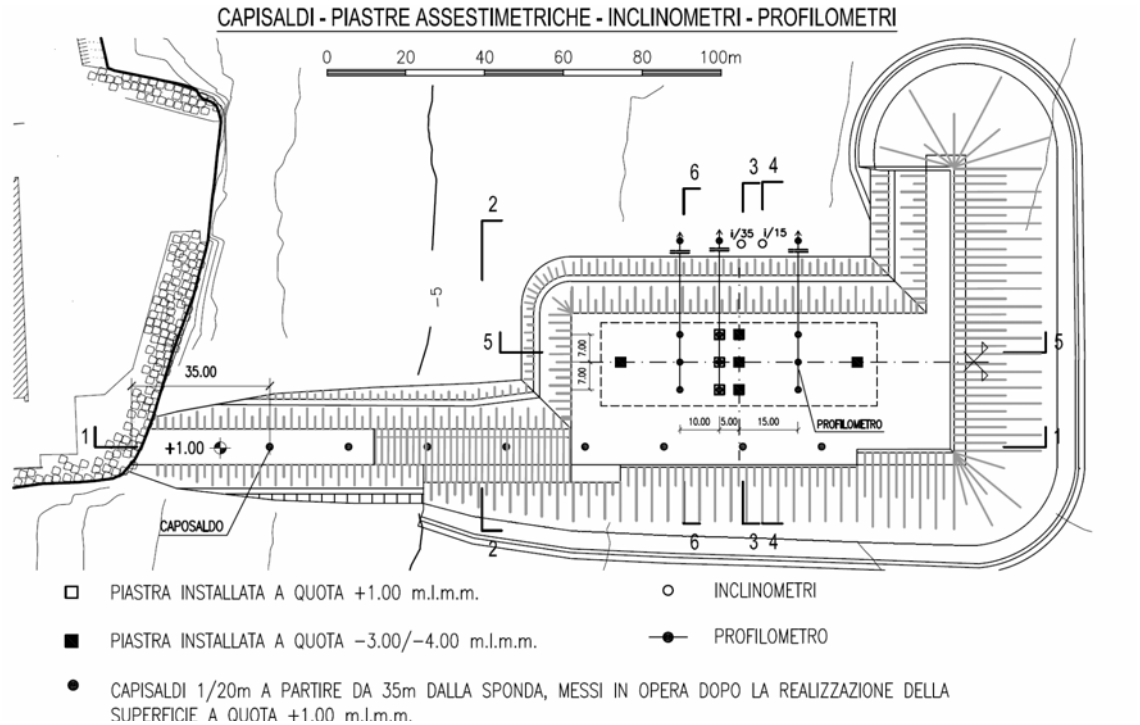
Gli inclinometri sono stati posti al piede del rilevato di precarica per monitorare gli spostamenti orizzontali.

I capisaldi sono stati posti lungo la pista di accesso all'area di precarica.

I profilometri e le piastre assestimetriche sono state poste nell'area di precarica per monitorare i cedimenti.

Infine i piezometri sono stati posti al di sotto dell'area di precarica al termine delle attività per monitorare l'eventuale presenza di pressione artesiana.

La Fig. 1-3 riporta l'ubicazione della strumentazione elencata.



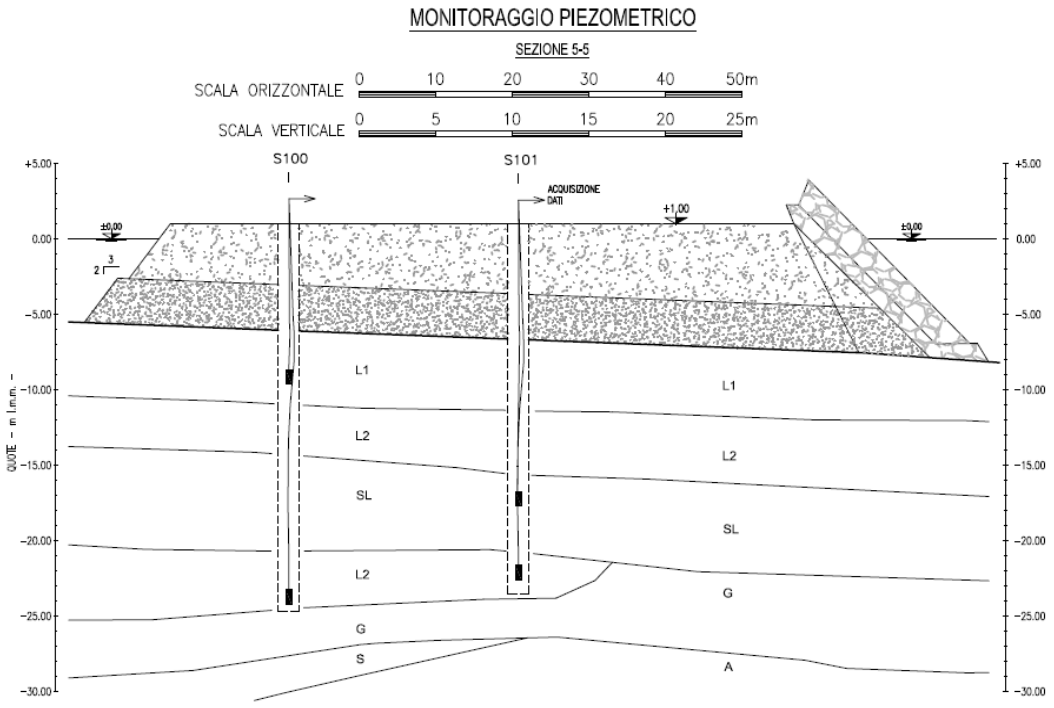


FIG. 1-3– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – STRUMENTAZIONE INSTALLATA

2. OGGETTO E SCOPO

Oggetto della presente relazione è il comportamento dei terreni al di sotto della futura Piastra Multifunzionale.

Scopo è la verifica delle ipotesi geotecniche di progetto definitivo al fine della successiva redazione del Progetto Esecutivo seconda fase della Piastra Multifunzionale.

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Sono di seguito presentati i documenti di riferimento e le fonti da cui sono state attinte informazioni geotecniche complementari alle indagini geognostiche di stretta pertinenza della Piastra Multifunzionale:

[1] Studio Garassino – 21/10/03 – Relazione Geotecnica – job 1429 doc. n. 27.00
[2] Studio Garassino – 18/04/03 –Relazione Geotecnica - job 1429 doc. n. 21.00
[3] Progetto Definitivo della Campo prova area rilevato del Porto di Vado Ligure – Technital S.p.A.
[4] MI010P-PE-GGR-1000-C4 – Campo prova area rilevato - Relazione tecnica
[5] MI010P-PE-GGC-1000-C4 – Campo prova area rilevato - Capitolato speciale
[6] MI010P-PE-GGR-1001-C4 – Campo prova cassone area a giorno - Relazione tecnica
[7] MI010P-PE-GGC-1001-C4 – Campo prova cassone area a giorno - Capitolato speciale
[8] Elaborati grafici da MI010P-PE-GGD-1001-C4 a MI010P-PE-GGD-1015-C4
[9] MI010P-PE-GGR-1100-C1 – Campo prova area rilevato Relazione prove di laboratorio ed in situ
[10] MI010P-PE-GGR-1101-C1 – Campo prova area rilevato Relazione prove di laboratorio ed in situ allegato: procedure di prova e certificati del laboratorio
[11] MI010P-PE-GGR-1201-C0- Relazione geologica ed evoluzione geomorfologica dell'area di progetto
[12] MI010P-PE-GGR-1203-C0-Allegato A – Indagini geognostiche e prove pregresse
[13] MI010P-PE-GGR-1204-C0-Allegato B – Indagini geognostiche e prove per il progetto della Piastra
[14] MI010P-PE-GGR-1205-C0-Allegato C – Cartografia analitica sui caratteri fisici dei suoli
[15] MI010P-PE-GGR-1206-C0-Elaborati grafici
[16] MI010P-PE-GGR-1211-C0-Campo prova area rilevato – relazione finale - Allegato A: certificati prove di laboratorio, CPTU dopo la precarica e prove di densità
[17] MI010P-PE-GGR-1212-C0-Campo prova area rilevato – relazione finale - Allegato B: monitoraggi inclinometrici, profilometri, piastre assestimetriche, capisaldi e piezometri

[18] MI010P-PE-GGR-1213-C0-Campo prova area rilevato – relazione finale - Allegato C: Schede di avanzamento lavori
[19] MI010P-PE-GGR-1214-C0-Campo prova area rilevato – relazione finale - Allegato D: Sondaggi prima e dopo la precarica
[20] MI010P-PE-GGD-1100-C0-Campo prova area rilevato – Elaborati grafici
[21] Norme Tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008
[22] Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008, Circolare del 2/2/2009

4. OBIETTIVI DEL CAMPO PROVA

La realizzazione del campo prova area rilevato è stata prevista a causa delle incertezze legate alla caratterizzazione degli strati limosi superficiali. Nell'ambito infatti delle diverse fasi progettuali non si era mai riusciti ad ottenere dei campioni rappresentativi di tali strati, a causa della loro scarsa consistenza.

L'obiettivo del campo prova è stato pertanto quello di dare conferma ad alcuni aspetti relativi al comportamento dei terreni determinati con le sole indagini eseguite durante l'iter progettuale precedente.

In particolare gli obiettivi sono stati:

1. la conferma della successione stratigrafica definita;
2. il campionamento degli strati limosi superficiali al fine di verificarne le caratteristiche fisiche e meccaniche;
3. misurare l'eventuale compenetrazione tra il materiale sversato ed i limi naturali;
4. verificare la stabilità delle opere, rilevato e precarica, durante le varie fasi costruttive;
5. misurare la compressibilità del terreno di fondazione attraverso la misura dei cedimenti sia durante la fase di carico che di scarico dopo la realizzazione della precarica, verificando così l'efficacia della precarica nel ridurre i cedimenti di ricompressione;
6. valutare la permeabilità a grande scala del terreno attraverso la misura del tempo di consolidazione al fine di programmare le future attività di precarica da effettuare sui cassoni nella zona a giorno.

5. CRONOGRAMMA LAVORI

Nelle tavole 13, 14 e 15 allegate è riportato in dettaglio il cronogramma delle attività svolte nell'ambito del campo prova area rilevato. Le varie fasi costruttive sono rappresentate in forma grafica nelle tavole da 19 a 35 allegate al presente rapporto.

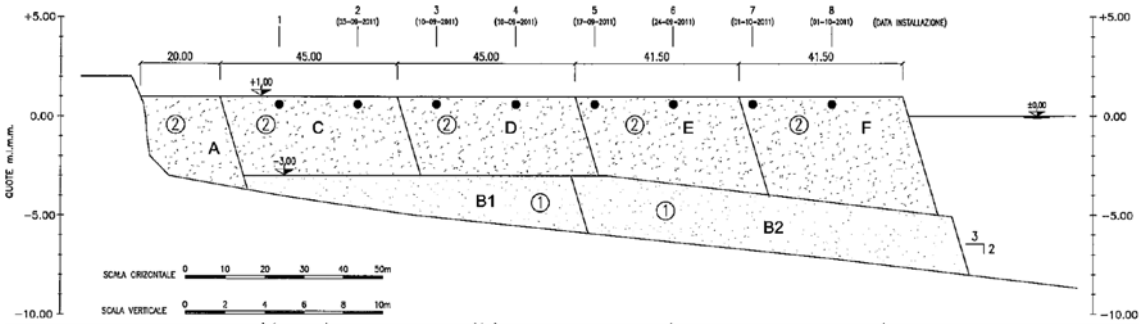


FIG. 5-1– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – FASI COSTRUTTIVE DELLA PISTA

Nel seguito, con riferimento anche alla Fig. 5-2, si descrivono le diverse attività.

1. Il campo prova è iniziato il 18/2/2011 eseguendo il rilievo multibeam dell'area in questione, così da avere la corretta batimetria di riferimento;
2. Si è quindi iniziato lo sversamento del tratto B1 di bonifico a partire dal 21/3/2011, terminando il 19/5/2011, proseguendo poi con lo stesa del bonifico B2 dal 20/5/2011 fino al 21/7/2011, cui è seguito un rilievo multibeam il 22/7/2011, così da verificare gli effetti di tali versamenti sui terreni circostanti;
3. Contemporaneamente alla realizzazione del tratto B1 si sono eseguiti i campionamenti Carmacoring sul terreno naturale in data 10-11/5/2011;
4. A partire dal 23/7/2011 si è iniziato lo sversamento dei tratti di rilevato A e C. Il primo è terminato in data 1/8/2011, mentre il secondo è continuato fino al 29/8/2011;
5. Contemporaneamente a tali attività si sono eseguite le prove CPTU in sito su terreno naturale, dal 29/7/2011 al 10/8/2011.
6. In data12/8/2011 si è installato il caposaldo 1, appartenente al concio di rilevato C, posto a quota +1 m l.m.m. Scopo di tale caposaldo è il monitoraggio della coda di consolidazione del tratto C del cedimento indotto dalla costruzione del tratto di rilevato adiacente;

7. Si prosegue quindi con la costruzione dei successivi tratti D, E ed F, dal 30/8/2011 fino al 30/9/2011, procedendo man mano che i diversi tratti sono costruiti con l'installazione dei rispettivi capisaldi;
8. La costruzione di tutti i diversi tratti di rilevato ha previsto la posa lungo le scarpate di un'apposita scogliera di protezione in massi per il moto ondoso;
9. Durante il mese di ottobre si sono pertanto eseguiti i restanti sondaggi a carotaggio continuo sul terreno naturale e si sono installati gli inclinometri al loro interno, a partire dal 20/10/2011. Durante tutto il mese si è proseguito con il monitoraggio dei capisaldi;
10. A partire dal 24/10/2011, avendo ormai completato tutte le attività sul terreno naturale, si è iniziato il versamento del bonifico tratto G.
11. In data 5 novembre si è verificata una mareggiata che ha compromesso le attività di costruzione ed ha inoltre eroso gran parte del rilevato fino a quel momento realizzato;
12. A seguito di tale mareggiata si è dovuta interrompere l'attività di costruzione per poter ripristinare il materiale nei tratti precedenti. In particolare dal 14/11/2011al 30/11/2011 si sono ripristinati i tratti D, E ed F;
13. Al fine di evitare nuovamente in futuro tale problematica si è provveduto a modificare la geometria dell'opera, prevedendo una più grande scogliera di protezione ed anche realizzando sul fronte verso mare un apposito argine di contenimento. Tali attività di realizzazione delle protezioni sono durate dal 1/12/2011 fino al 3/4/2012;
14. Contemporaneamente si è provveduto a ripristinare i capisaldi che erano stati portati via dalla mareggiata, il cui monitoraggio è stato quindi ricominciato. Soltanto i capisaldi 2 e 3 non sono stati rimossi e quindi il loro monitoraggio non risulta interrotto durante la mareggiata;
15. In data 16/3/2012 si sono poi anche ripristinati gli inclinometri le cui letture sono state nuovamente riazzerate;
16. Dal 19/3/2012 al 30/3/2012 si è completata la realizzazione del bonifico nell'area di precarica, terminato con il previsto rilievo multibeam;
17. In data 11/4/2012 si sono installati i profilometri previsti al di sopra dei tratti di bonifico G ed H ed hanno quindi iniziato un monitoraggio in continuo dei cedimenti;

18. Allo stesso modo in data 13/4/2012 si sono installate le piastre assestimetriche sul bonifico e se ne è effettuata la lettura di zero;
19. In data 16/4/2012 si è quindi potuta iniziare la realizzazione dei tratti I ed L che è terminata in data 7/5/2012, terminando così la realizzazione del rilevato fino a quota +1 m l.m.m.;
20. In data 10/5/2012 si sono eseguiti 5 pozzetti sul rilevato per la misura del peso di volume;
21. In data 11/5/2012 si sono installate le restanti 3 piastre assestimetriche previste a quota +1 m l.m.m.;
22. Si sono quindi iniziate le attività di precarica in data 22/5/2012. Il primo ciclo di carico è terminato in data 20/5/2012, applicando un sovraccarico di 100 kPa;
23. Si è attesa la consolidazione di tale carico dal 20/5/2012 fino al 12/7/2012;
24. In data 13/7/2012 si è realizzato un rilievo multibeam;
25. Dal 13/7/2012 fino al 17/7/2012 si sono scaricati i 100 kPa;
26. Dal 18/7/2012 al 19/7/2012 si è attesa la consolidazione dello scarico;
27. Dal 20/7/2012 al 24/7/2012 si è eseguito il ricarico dei 100 kPa;
28. Dal 24/7/2012 al 6/9/2012 si è attesa la consolidazione;
29. Dal 7/9/2012 al 11/9/2012 si è scaricato;
30. In data 14/9/2012 si è considerata terminata la consolidazione e si sono potute eseguire le ultime indagini previste, ossia CPTU, SCPTU e sondaggi, i cui campioni sono stati inviati in laboratorio per ulteriori prove.

Le attività svolte hanno quindi rappresentato sia attività di costruzione, che di precarica. In particolare si è effettuata la posa dello strato di bonifico sul fondale ed il successivo versamento del tout-venant, verificando così la bontà del sistema costruttivo previsto in avanzamento. Il lavoro si è sostanzialmente diviso in due parti: la costruzione della pista di accesso e la realizzazione del rilevato in allargamento per l'esecuzione della precarica.

In Fig. 5-2, a titolo di esempio, si riportano delle fotografie inerenti una fase intermedia relativa alla costruzione in avanzamento della pista di accesso.

La realizzazione del rilevato di accesso è stata monitorata tramite rilievi multibeam e tramite il monitoraggio con capisaldi. Tale tratto tuttavia è stato soggetto ad una forte mareggiata che ha eroso gran parte del rilevato già costruito, comportando la sua successiva ricostruzione, vedasi Fig. 5-3 e Fig. 5-4. Buona parte dei capisaldi sono stati ri-

mossi e hanno dovuto essere reinstallati. Il loro monitoraggio è stato quindi riazzerato e la curva carico-cedimento risulta interrotta. Le misure inoltre risentono del carico prodotto dai ripristini di materiale del rilevato e dalla costruzione della scogliera e dell'argine di protezione. A questo si aggiunge il fatto che la pista di accesso è stata utilizzata per il passaggio dei mezzi di cantiere, come mostrato in Fig. 5-5. Non è quindi semplice riuscire a ricostruire una corretta storia di carico da associare ai diversi capisaldi.

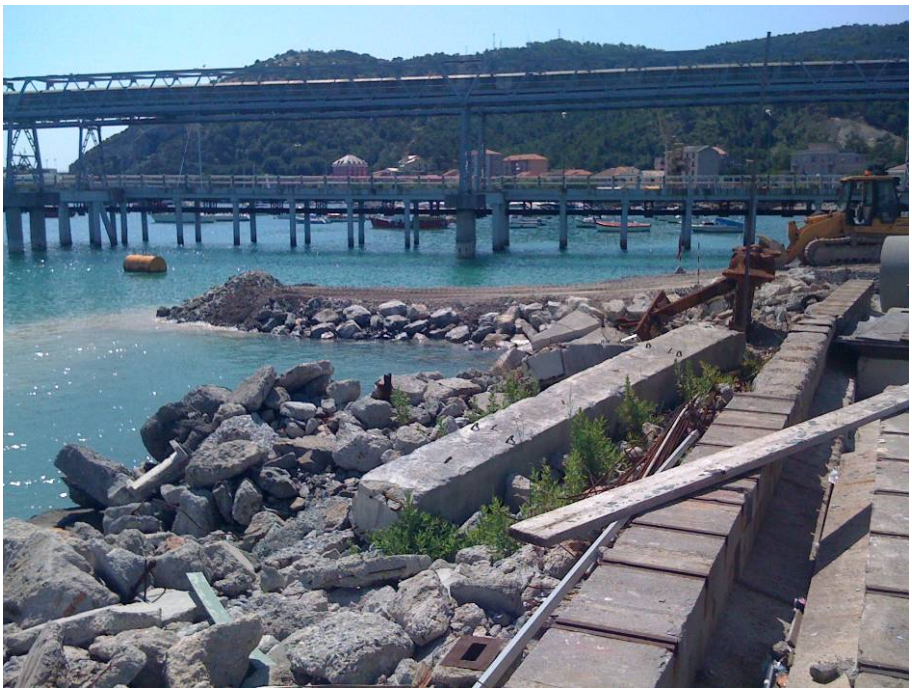




FIG. 5-2– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – COSTRUZIONE DELLA PISTA IN AVANZAMENTO



FIG. 5-3– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – RILEVATO DI ACCESSO DOPO LA MAREGGIATA



FIG. 5-4– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SCOGLIERA RIPRISTINATA DOPO LA MAREGGIATA



FIG. 5-5– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – COSTRUZIONE DELLA PISTA IN AVANZAMENTO E PASSAGGIO DEI MEZZI DI CANTIERE



FIG. 5-6– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – FASE DI PRECARICA



FIG. 5-7– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SCARICO DELLA PRECARICA

Gli strumenti di misura relativi l'area di precarica, invece, hanno tutti mostrato una buona precisione nelle misure. Ogni tipologia di strumenti è presente in numero ridondante, sia nel caso degli inclinometri che nel caso delle piastre e dei profilometri, in questo modo i diversi strumenti si sono potuti validare tra loro. Gli strumenti di ciascuna tipologia hanno infatti restituito misure tra loro congruenti. Anche tra profilometri e piastre vi è un buon accordo nelle misure, seppur i profilometri mostrino dei cedimenti leggermente superiori a quelli delle piastre assestimetriche.

Per quanto riguarda la tempistica delle diverse attività questa è stata definita dalle maestranze di cantiere sulla base della logistica del cantiere stesso. Anche nel caso della fase di precarica non si è imposta una precisa velocità di applicazione del carico. Per quanto riguarda invece i tempi di attesa nelle diverse fasi di precarica, questi sono stati definiti sulla base delle misure cedimento-tempo effettuate. Soltanto infatti quando si è ottenuta la stabilizzazione delle curve cedimento-tempo, ossia quando si è ritenuta esaurita la consolidazione del carico in questione, si è proseguito con la fase di carico o scarico successiva.

In particolare la Fig. 5-6 mostra la configurazione delle opere a fine applicazione della precarica: la precarica è stata eseguita conterminando l'area con due file di massi in calcestruzzo e mettendo in opera, all'interno di tale area, terreno granulare fino a raggiungere la quota sommitale di + 6 m l.m.m.

La Fig. 5-7 mostra invece l'area scaricata evidenziando la presenza dei tubi in calcestruzzo centrifugato posti a protezione delle piastre assestimetriche utilizzate per la misura dei cedimenti.

6. CAMPO PROVA AREA RILEVATO: ANALISI DELLA STRATIGRAFIA

La stratigrafia presente al di sotto dell'area della Piastra Multifunzionale è costituita da due strati di limo tenero di spessore complessivo mediamente pari a 9/10 metri, cui seguono man mano strati a consistenza maggiore. Si passa infatti ad una sabbia limosa ad una ghiaia, che poggia su uno strato di argilla pliocenica sovraconsolidata, il cui tetto, nell'area in questione, varia sensibilmente. Verso terra è inoltre presente una lente di limo compresa tra la sabbia limosa e la ghiaia.

Da un punto di vista geotecnico gli strati più significativi, sia per i cedimenti che per la stabilità delle opere, risultano gli strati limosi superficiali, ovvero i primi 9 metri della stratigrafia. Sono stati proprio questi i livelli deposizionali maggiormente studiati e sono stati, per questo motivo, oggetto di diversi tentativi di campionamento nel tempo. A causa della bassa consistenza il loro recupero è risultato molto complesso e prima del campo prova non si era mai riusciti ad ottenere dei campioni da poter considerare realmente indisturbati.

Nel campo prova in questione si è pertanto ricorso al loro campionamento tramite i campionatori a gravità ed a pistone della Carmacoring, i primi di lunghezza 2 metri, Fig. 6-1, i secondi di lunghezza 8 metri, Fig. 6-2. I campionatori di due metri non sono risultati idonei, non risultando sufficientemente pesanti da penetrare il terreno. Soltanto quelli dotati di pistone sono risultati vincenti, permettendo il recupero di due carote da 8 metri ciascuna, che sono poi state suddivise in tratti da 1 m, vedasi Fig. 6-3. Tali carote sono poi state subito congelate e trasportate in laboratorio.

Come già anticipato, sono state eseguite altre indagini in sito, tra cui CPTU, SCPTU e sondaggi a carotaggio continuo, volti a verificare la stratigrafia dell'area e ad ottenere ulteriori informazioni sulle condizioni naturali dei diversi strati. Anche in quest'ultimo caso i diversi campioni recuperati sono stati congelati e subito trasportati in laboratorio. Il congelamento ha permesso il trasporto dei campioni senza arrecar loro alcun disturbo, come invece già successo nelle precedenti campagne geognostiche.

Si sono pertanto ottenuti dei campioni di limo rappresentativi delle condizioni in sito, permettendo la corretta definizione del loro peso di volume, contenuto d'acqua ed indice dei vuoti con la profondità.

Tutte le indagini svolte hanno comunque confermato la successione stratigrafica già definita in fase di progetto definitivo.

In Fig. 6-4 si riporta una planimetria con l'ubicazione delle sezioni stratigrafiche relative al campo prova, mentre nelle successive figure si riportano le sezioni stratigrafiche aggiornate con le indagini condotte durante il campo prova stesso.



FIG. 6-1– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CAMPIONATORE A GRAVITÀ DA 2 M

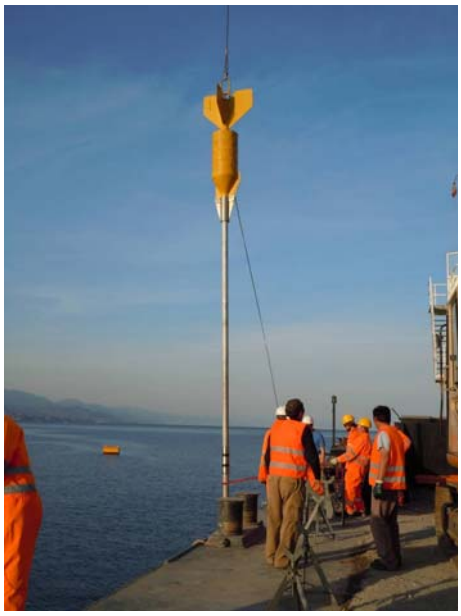


FIG. 6-2– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CAMPIONATORE A PISTONE DA 8 M



FIG. 6-3– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CAROTE CONGELATE IN LABORATORIO

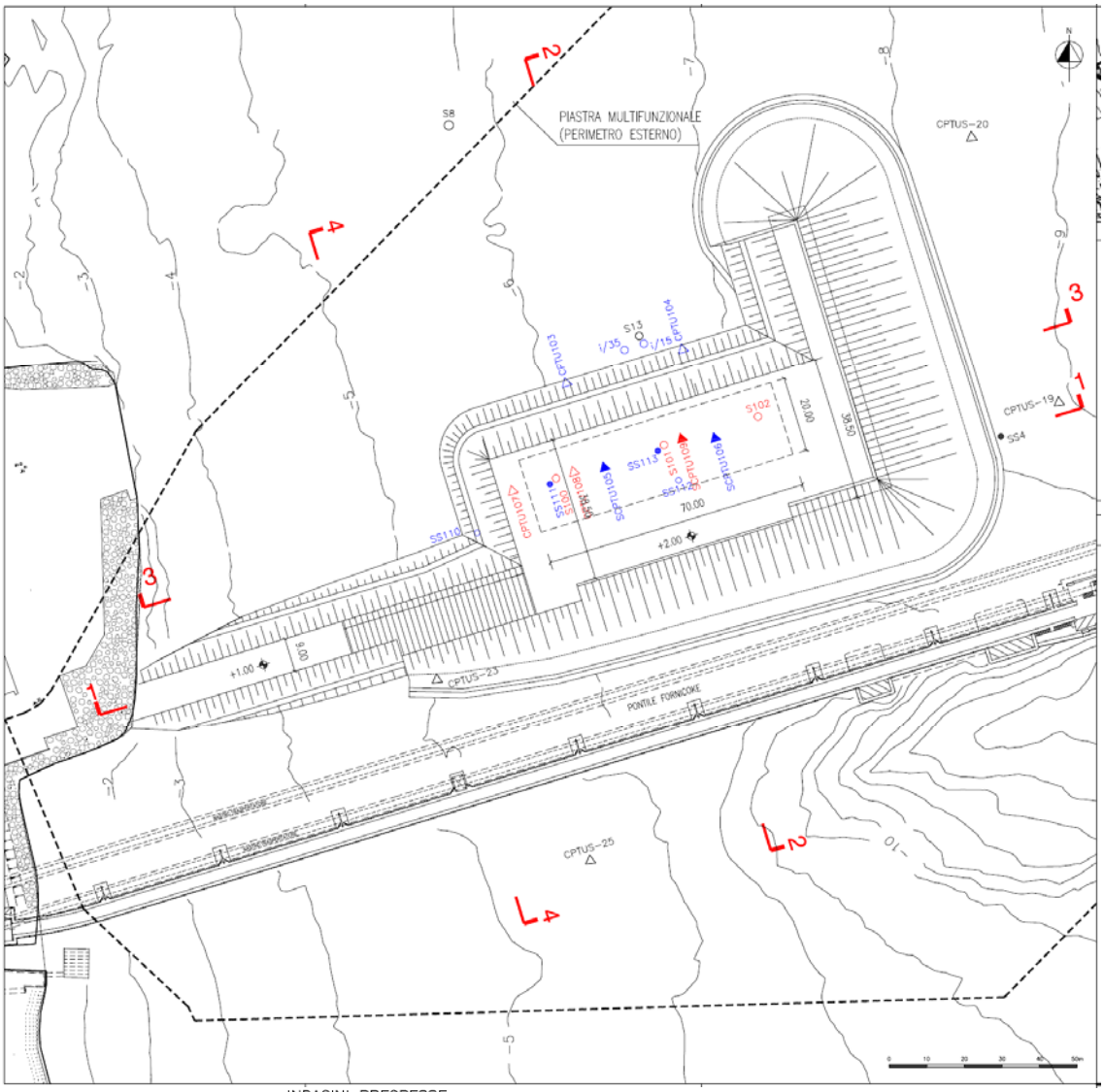


FIG. 6-4– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PLANIMETRIA CON INDAGINI E SEZIONI STRATIGRAFICHE

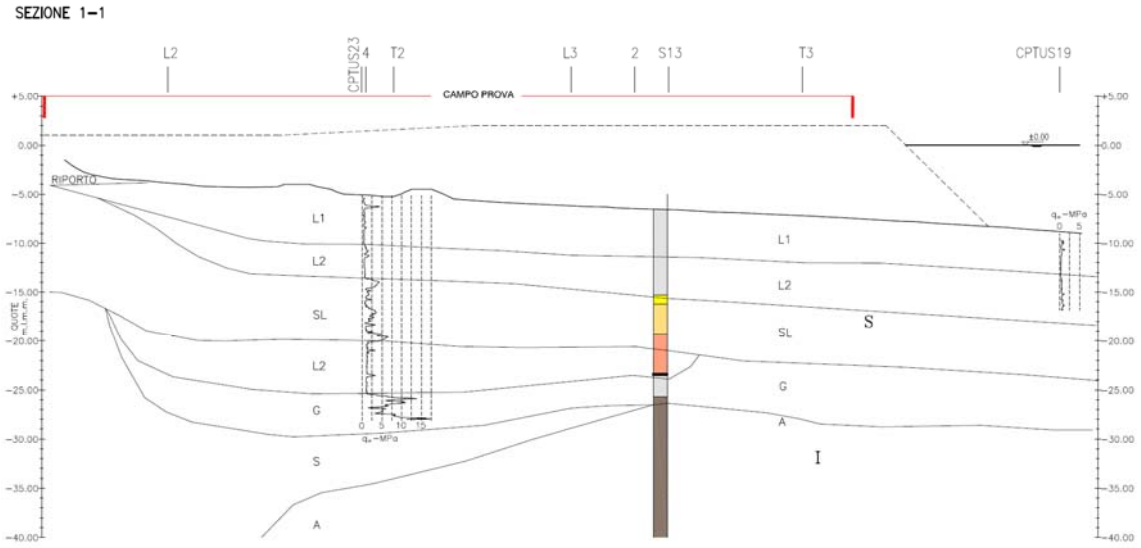


FIG. 6-5– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SEZ. STRATIGRAFICA 1-1

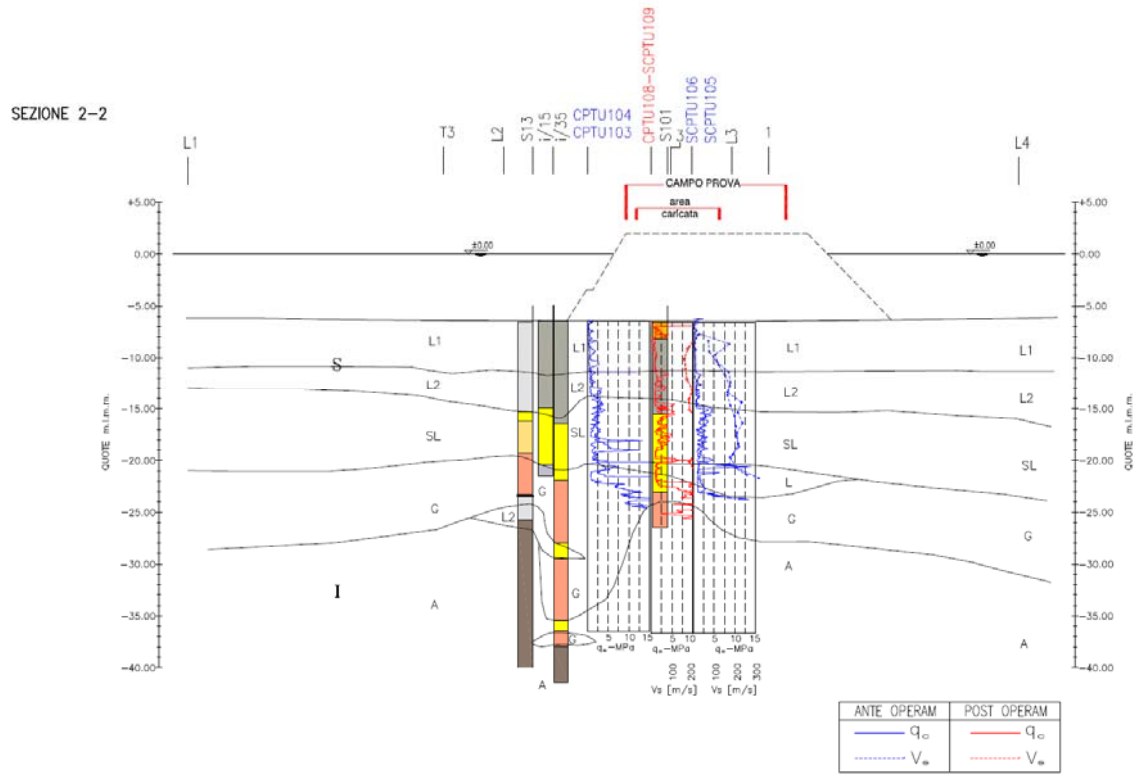


FIG. 6-6– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SEZ. STRATIGRAFICA 2-2

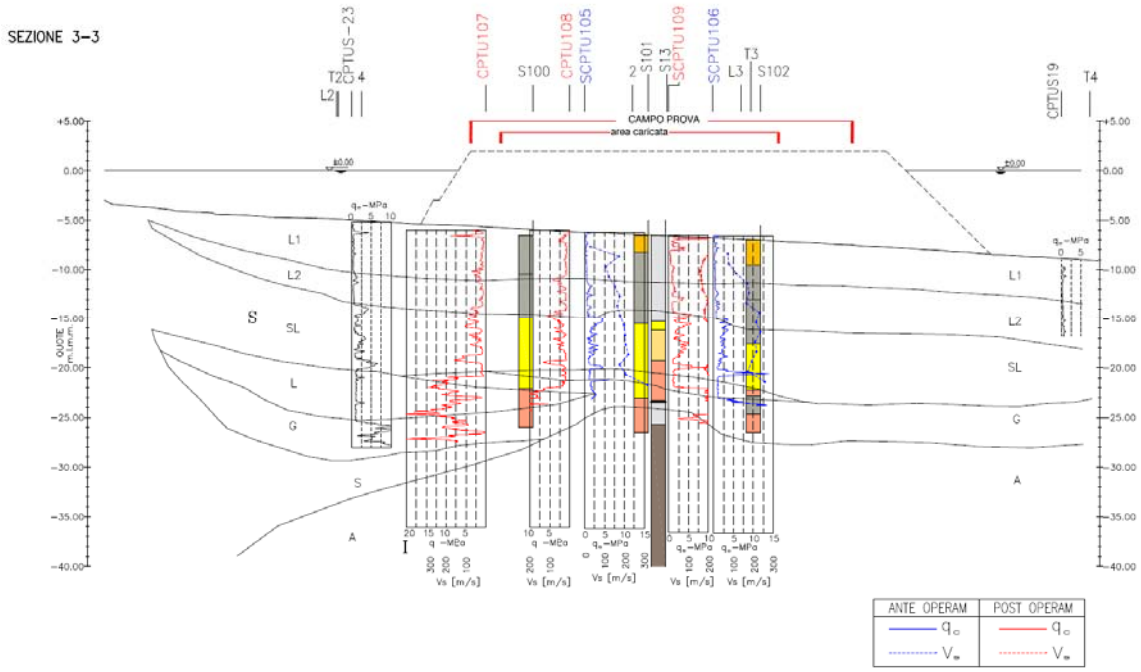


FIG. 6-7– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SEZ. STRATIGRAFICA 3-3

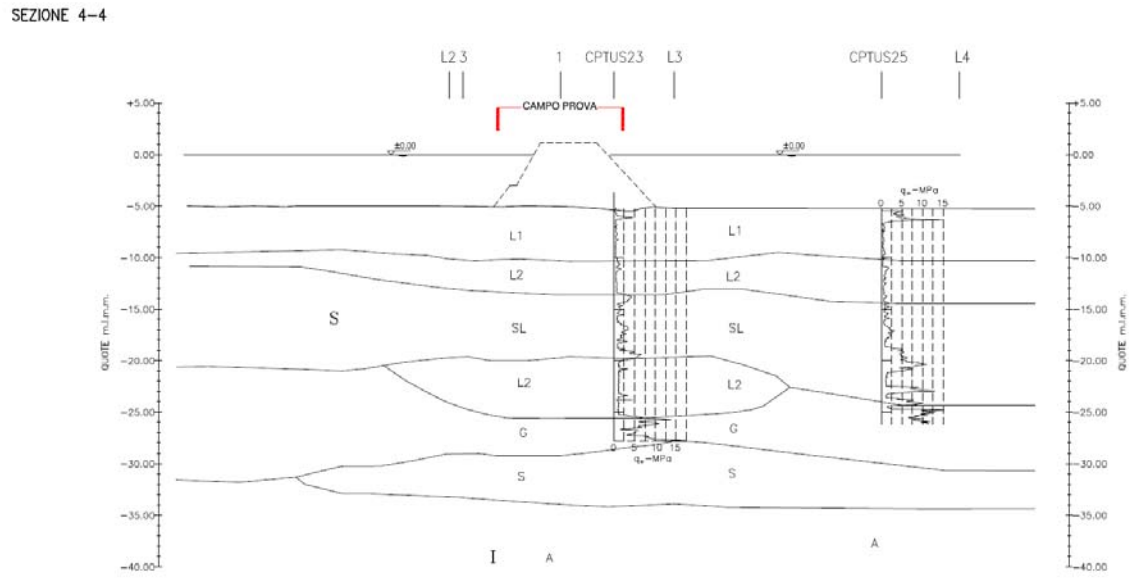


FIG. 6-8– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SEZ. STRATIGRAFICA 4-4

7. CAMPO PROVA AREA RILEVATO: PROVE DI LABORATORIO

7.1. Generalità

Nell'ambito del campo prova sono state previste due serie di prove di laboratorio. La prima sui campioni prelevati nel terreno allo stato naturale, mentre la seconda sui campioni prelevati nello stesso terreno al termine delle fasi di precarica.

I campioni trasportati in laboratorio sono relativi principalmente agli strati limosi superficiali, ma anche alla sabbia limosa. Tutti i campioni sono stati congelati subito dopo il loro prelievo e trasportati in laboratorio dove sono stati conservati in cella frigorifera. Man mano che si eseguivano le diverse prove i campioni venivano poi scongelati. Inizialmente la procedura di scongelamento seguita è avvenuta in cella triassiale, dapprima estrudendo il provino congelato con un carotiere tramite circolazione di fluido glicoetilenico, così da compensare il surriscaldamento prodotto dalla carotatura ed evitare lo scongelamento del campione Fig. 7-1. Il cilindro di terreno congelato così ottenuto è poi stato posto in cella triassiale dove si è applicato un carico di 15-20 kPa, lasciandolo scongelare e misurandone il cambio di volume associato. I campioni così scongelati hanno però mostrato un disturbo, forse dovuto alla fase di carotatura e pertanto si è concordato col laboratorio di eseguire lo scongelamento di tutti i campioni in camera umida.



FIG. 7-1– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CAROTATURA DEL CAMPIONE CONGELATO

7.2. Prove eseguite prima della precarica

Nelle allegate tavole 53, 54, 55 e 56 è riportata la sintesi dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite prima della precarica.
In particolare la tavola 53 riporta l'andamento con la profondità di:

- Granulometria;
- Peso di volume;
- Indice dei vuoti;
- Limiti di Atterberg contenuto d'acqua;

relativi i sondaggi Carmacoring SS110 e SS112.
La tavola 54 riporta gli stessi diagrammi per i sondaggi i15 e i35.
La tavola 55 sintetizza, per i Carmacoring SS110 e SS112, le informazioni ricavate da:

- Prove edometriche;
- Prove di consolidazione isotropa in cella triassiale;
- Prove in cella triassiale.

La tavola 56 sintetizza le stesse informazioni con riferimento ai sondaggi i15 e i35.

7.2.1. Commenti ai risultati ottenuti

Granulometria

Le prove eseguite sui Carmacoring interessano i livelli L1 ed L2, mentre le prove eseguite sui sondaggi i/15 ed i/35 riguardano anche il livello SL.
Il livello L1 presenta un contenuto di sabbia pari al 30% in peso fino ad una profondità di 4 m dal fondale. Al di sotto di tale profondità il contenuto in sabbia scende tra il 10% ed il 20% in corrispondenza del livello L2.
In SL il contenuto in sabbia arriva al 60% con campioni che però registrano anche un 30%. Il contenuto fine, inteso come passante al vaglio con diametro 0.075 mm, riferito ai livelli L1 ed L2, è mediamente costante con la profondità e pari al 70% con punti che arrivano anche al 100%.
La frazione argillosa con diametro inferiore ai 2 μm è al di sotto del 5% in tutti i provini.
Si tratta quindi di limo con un 30% di sabbia per quanto concerne L1 e di un limo con il 15% di sabbia per quanto concerne L2.

Il livello SL è in effetti una sabbia limosa con contenuto fine dell'ordine del 40 %. Si riporta nella Fig. 7-2 il contenuto fine con la profondità.

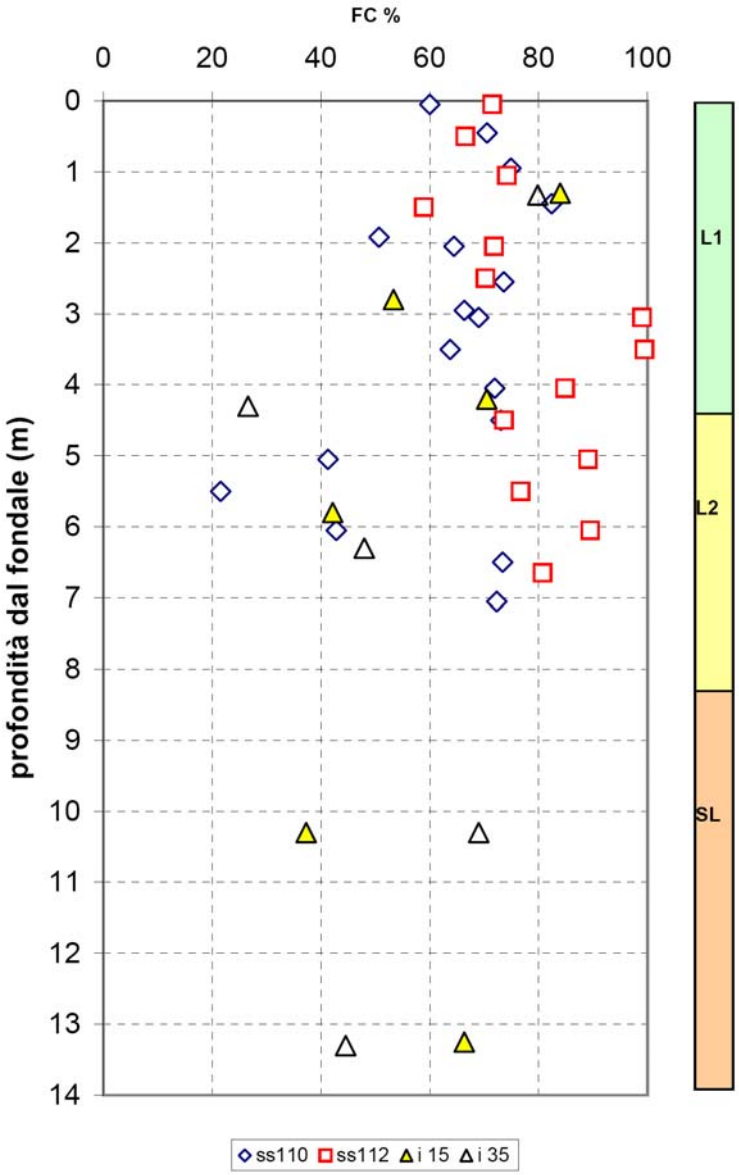


FIG. 7-2 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – ANDAMENTO DEL CONTENUTO FINE CON LA PROFONDITÀ DALLE INDAGINI DEL CAMPO PROVA AREA RILEVATO

Carta di plasticità

Al fine di classificare ulteriormente la frazione fine si fa riferimento alla carta di Plasticità di Casagrande, nella quale si osserva, Fig. 7-3, come i punti stiano sotto

la linea A, e si tratti quindi di limi, che ricadono nella zona identificata come ML/OL ovvero:

- ML = Limi inorganici, sabbie molto fini, sabbie fini limose o argillose, limi argillosi di bassa plasticità;
- OL = Limi organici, argille limose organiche di bassa plasticità.

L'indice di plasticità dei terreni è sempre inferiore al 10%, indicando limi a bassa plasticità.

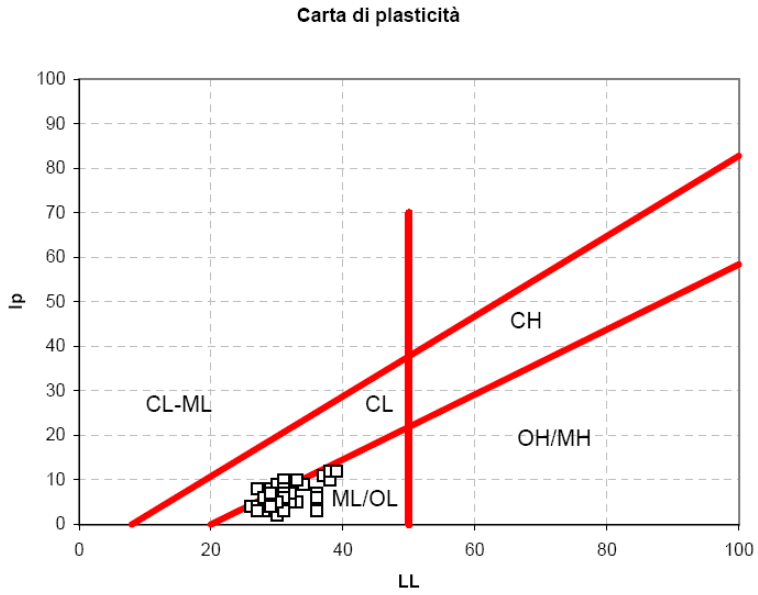


FIG. 7-3 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CARTA DI PLASTICITÀ INDAGINI CAMPO PROVA AREA RILEVATO

Contenuto d'acqua

Il contenuto d'acqua tende a diminuire con la profondità oltre i 3 m dal fondale, passando dal 55% al 40%. Tra il fondale ed i 3 m di profondità il contenuto d'acqua tende invece ad aumentare passando dal 45% sul fondale al 55% ai 3 m di profondità. L'andamento ora descritto pare evidenziare un terreno che sia leggermente preconsolidato fino ai 3 m di profondità dal fondale per poi essere normalconsolidato. Certamente valori comunque alti del contenuto d'acqua mettono in evidenza un terreno a bassa consistenza.

Peso di volume

L'andamento del peso di volume con la profondità riflette quello del contenuto d'acqua: esso infatti tende a ridursi fino ai 3 metri dal fondale per poi tornare ad aumentare. In particolare si passa dai 18 kN/m^3 sul fondale ai 16.5 kN/m^3 a 3 metri dal fondale, per poi arrivare a 18 kN/m^3 al letto di L2. Anche in questo caso sembra esserci una preconsolidazione sui primi 3 metri che poi sparisce. Si sottolinea che il peso di volume è stato calcolato a partire dalle misure di contenuto d'acqua e peso dei grani Gs. I valori di peso di volume misurati infatti hanno mostrato la presenza di una saturazione di circa 0.85, forse legata alle fasi di scongelamento. I valori diagrammati di peso di volume si sono pertanto calcolati imponendo S =1.

7.2.2. Risultati delle prove edometriche

Dall'interpretazione di tali prove si è potuta constatare la presenza di una preconsolidazione nei primi 3-4 metri dal fondale, quindi è stato possibile ricavare il valore degli indici di compressibilità Cc e Cr rispettivamente in campo vergine ed in ricompressione. In particolare nelle Tab. 7-1 e Tab. 7-2 vengono indicate le compressibilità ottenute in ciascuna prova.

Il profilo di preconsolidazione ricavato dalla stima del grado di sovraconsolidazione è congruente con i risultati delle prove di classificazione, ovvero si conferma una preconsolidazione dei primi 4 metri dal fondale mentre poi si ritrova la condizione di normal consolidazione.

Risulta che la tensione di preconsolidazione dello strato superficiale è mediamente dell'ordine degli 80 KPa.

TAB. 7-1 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – INDICI DI COMPRESSIBILITÀ SS110 SS112

CAMPIONE	PROFONDITA' [m da fondale]		Cc	Cr	Cc/Cr	e_0	CR	RR
SS110	L1	2	0.270	0.0095	28.42	1.19	0.123	0.0043
	L1	5	0.300	0.0160	18.75	1.42	0.124	0.0066
	L2	7	0.357	0.0240	14.88	1.16	0.165	0.0110
SS112	L1	2	0.234	0.0220	10.64	1.26	0.103	0.0097
	L1	5	0.340	0.0290	11.72	1.42	0.140	0.0120
	L2	6.6	0.236	0.0225	10.49	1.21	0.107	0.0100

TAB. 7-2 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – INDICI DI COMPRESSIBILITÀ I15 I35

CAMPIONE	PROFONDITA' [m da fondale]		Cc	Cr	Cc/Cr	e_0	CR	RR
i15	L1	1.3	0.43	0.015	28.6	1.54	0.17	0.006
	L1	2.8	0.34	0.04	8.5	1.24	0.15	0.018
	L1	4.2	0.3	0.03	10.0	1.43	0.12	0.012
	L2	5.8	0.43	0.04	10.8	1.27	0.19	0.018
	SL	10.3	0.36	0.035	10.2	1.05	0.18	0.017
i35	L1	1.3	0.44	0.04	11.0	1.28	0.19	0.017
	L2	4.3	0.5	0.035	14.2	1.39	0.21	0.015
	L2	6.3	0.42	0.03	14	1.38	0.18	0.013
	SL	10.3	0.42	0.034	12.3	1.23	0.19	0.015
	SL	13.3	0.33	0.018	18.3	1.15	0.15	0.008

Dall'analisi delle tabelle precedenti si possono assumere i seguenti valori medi:

L1 Cc = 0.33 e_0 = 1.35 CR = 0.14
Cr = 0.025 e_0 = 1.35 RR = 0.010
L2 Cc = 0.388 e_0 = 1.28 CR = 0.17
Cr = 0.03 e_0 = 1.28 RR = 0.013
SL Cc = 0.37 e_0 = 1.20 CR = 0.168
Cr = 0.025 e_0 = 1.20 RR = 0.011

Il rapporto tra indici di compressibilità in primo carico ed in ricarico è mediamente pari a 15.

Dalle prove è stato anche ricavato il coefficiente di compressibilità secondaria C_α, vd Fig. 7-4.

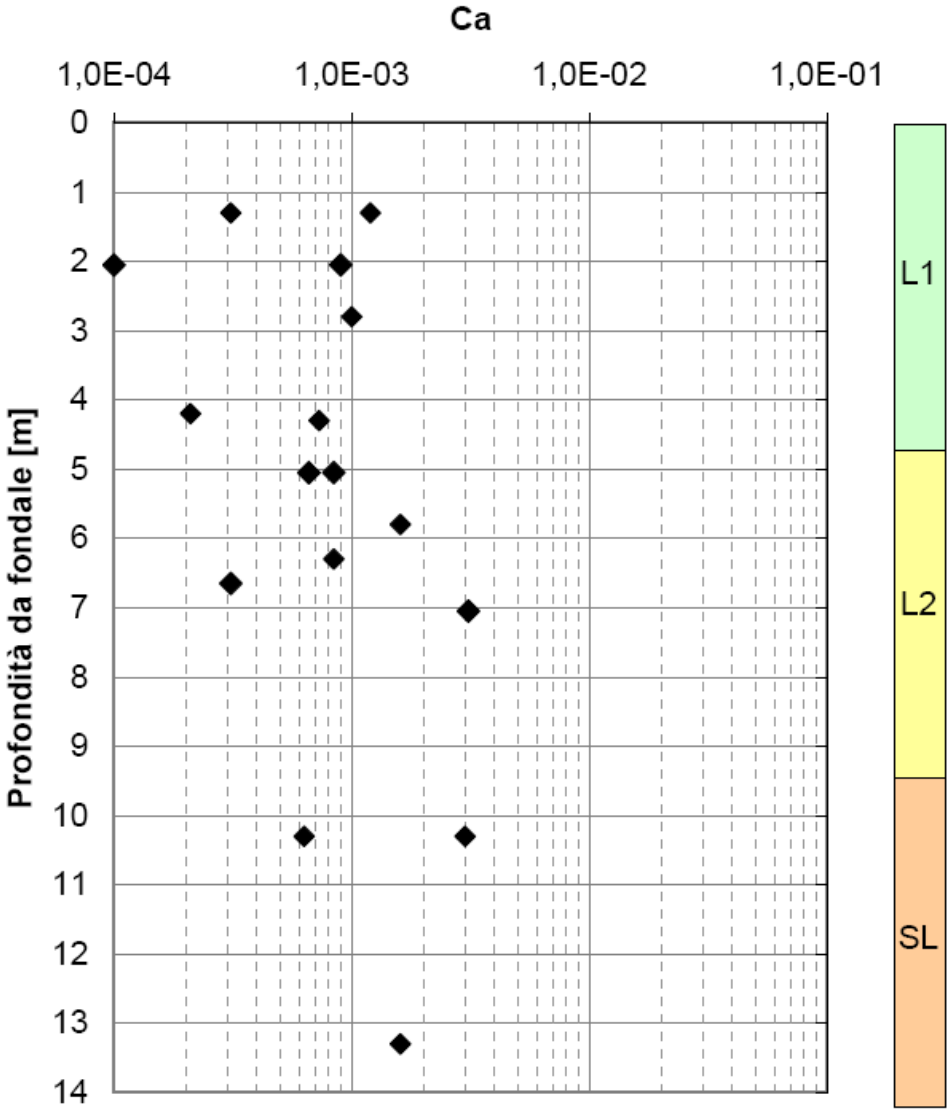


FIG. 7-4 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE PRIMA DELLA PRE-CARICA – COEFFICIENTE DI COMPRESSIBILITÀ SECONDARIA

7.2.3. Risultati delle prove triassiali isotrope

Si sono lasciati scongelare i provini naturalmente prevedendo un solo ciclo di carico/scarico/ricarico per ogni prova, a partire di volta in volta da una diversa tensione di consolidazione.

La tensione efficace agente nel terreno di fondazione per effetto del solo peso proprio del rilevato è dell'ordine dei 100 kPa.
Per questo tutti i cicli di carico-scarico sono riferiti a tale tensione con l'intento di simulare i cicli di carico-scarico relativi ai carichi variabili agenti sull'opera.
Ovvero i cicli di carico partono da 100 kPa, raggiungono tensioni diverse e gli scarichi vengono eseguiti nuovamente fino a 100 kPa, in modo da simulare la rimozione totale del sovraccarico variabile.
L'intento è simulare le diverse intensità di sovraccarico che agiranno sul rilevato/cassoni e la relativa rimozione dello stesso al fine di verificare che i rapporti tra moduli di carico-scarico-ricarico si mantengano ragionevolmente costanti all'interno dell'intervallo di pressioni considerato.
Le tavole 55 e 56 riportano l'andamento dell'OCR con la profondità ricavato dalle prove triassiali e confrontato con quello ricavato dalle prove edometriche.
I risultati ottenuti sono congruenti con quelli già discussi e presentati relativamente alle prove edometriche.

7.2.4. Risultati delle prove triassiali

Le prove hanno permesso di valutare i valori dell'angolo d'attrito allo stato critico ed il profilo di cu/σ'_v per i terreni indagati.
La sintesi grafica dei risultati è riportata nelle tavole allegate e gli inviluppi a rottura ricavati dalle prove sono invece raccolti nell'appendice A.

Resistenza drenata: sintesi dei risultati
Si riepilogano di seguito i valori di Φ_{cs} (angolo di attrito allo stato critico) ricavati dalle varie prove, avendo scartato i valori (pochi) ritenuti più anomali.

TAB. 7-3 - VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – ANGOLO D'ATTRITO DALLE PROVE TRIASSIALI

CAMPIONE	Φ_{cs}	LIVELLO
SS110 – 1.25 m	34.5°	L1
SS110 – 2.75 m	33.0°	L1
SS110 – 3.25 m	36.0°	L1
SS110 – 5.05 m	34.2°	L2
SS110 – 6.75 m	30.7°	L2

TAB. 7-3 - VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – ANGOLO D'ATTRITO DALLE PROVE TRIASSIALI

CAMPIONE	Φ_{cs}	LIVELLO
SS112 – 3.25 m	33.0°	L1
SS112 – 4.25 m	33.9°	L1
SS112 – 5.75 m	35.3°	L2
i/15 – 3.00 m	33.0°	L1
i/15 – 13.25 m	29.7°	SL
i/15 – 5.80 m	31.6°	L2
i/15 – 2.80 m	29.3°	L1
i/35 – 6.30 m	31.0°	L2
S18 – 1.80 m	39.0°	L1
S18 – 4.50 m	33.0°	L1
S18 – 8.50 m	33.0°	L2
S18 – 9.10 m	33.0°	SL
S19 – 2.50 m	33.0°	L1
S19 – 7.00 m	33.0°	L2
S18 – 5.30 m	31.0°	L2
S18 – 10.00 m	35.0°	SL
S20 – 4.70 m	35.0°	L2

Si può pertanto assumere:

$\Phi'_{cs, L1} = 33°$

$\Phi'_{cs, L2} = 32°$

$\Phi'_{cs, SL} = 32°$

Resistenza non drenata: sintesi dei risultati

Dalle prove CIU è stato possibile ricavare una stima della coesione non drenata, ed in particolare del rapporto C_u/σ'_{vc}, essendo σ'_{vc} la tensione di consolidazione.

In generale si ha che:

$$\frac{Cu}{\sigma'_{vc}} = S \cdot OCR^m$$

dove *S* è il rapporto C_u/σ'_{vc} per OCR = 1, mentre *m* è la pendenza del diagramma (C_u/σ'_{vc}, OCR) in scala bilogaritmica.
Dall'analisi delle prove triassiali si è ricavato:

S = 0.46
m = 0.7.

Si ottiene quindi:
$$\frac{Cu}{\sigma'_{vc}} = 0.46 \cdot OCR^{0.7}.$$

Il rapporto S, ottenuto dalle prove, risulta maggiore al valore tipicamente riportato in letteratura per le argille normal-consolidate, ovvero 0.22-0.25. Tale risultato appare in linea con il fatto che per terreni simili, ovvero limi a bassa plasticità, è difficile esprimere la resistenza in termini di c_u mentre è più corretto riferirsi all'angolo di resistenza al taglio.

7.2.5. Prove triassiali cicliche

Sono state eseguite 6 prove triassiali cicliche in condizioni anisotrope di cui 3 alla profondità di 6 m dal fondale, quindi in L2, e 3 a 10 m di profondità, quindi in SL. Le prove sono state eseguite consolidando i campioni in maniera anisotropa con un coefficiente k_0 = 0.52. Terminata la fase di consolidazione è stato applicato il carico ciclico in condizioni non drenate, misurando l'accumulo di sovrappressione neutra al procedere dei cicli di carico/scarico. Il carico ciclico applicato SR è stato compreso tra 0.10 e 0.20, con una frequenza di 0.2 Hz.
Le due tipologie di deposito hanno manifestato due comportamenti diversi in queste prove. In particolare L2 ha mostrato un accumulo progressivo di sovrappressioni al procedere dei cicli, mentre SL ha mostrato un accumulo molto basso.
Andando a definire il rapporto $R_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}}$, dove Δu è l'accumulo di sovrappressione neutra al ciclo i-esimo e σ'_{vc} è la tensione efficace di consolidazione, si ottengono i risultati riportati nella seguente tabella. Si riporta anche il numero di cicli N a cui è riferita la misura del parametro Ru.

Campione	SR [-]	σ'_{vc} [kPa]	Δu [kPa]	N [-]	Ru [-]
i35 CI3 6m	0.10	21	16	15	0.76
i35 CI3 6m	0.15	21	17	7	0.80
i35 CI3 6m	0.15	100	90	4	0.90
i15 CI6 10m	0.10	35	5	50	0.14
i15 CI6 10m	0.15	38	10	50	0.26
i15 CI6 10m	0.20	39	15	50	0.38

Le prove sono state eseguite a delle frequenze inferiori rispetto a quelle tipiche del terremoto, portando di fatto ad un accumulo di sovrappressione con l'incrementare dei cicli, sicuramente superiore rispetto a quelle che un sisma può indurre. In ogni caso si evidenzia come la sabbia non mostri accumuli di sovrappressioni significativi nemmeno a 50 cicli di carico, mentre i limi si mostrano essere, come del resto già noto, più suscettibili all'accumulo di Δu in cicli di carico non drenati. Si raggiungono comunque valori del parametro Ru maggiori o uguali all'80% a un numero di cicli mediamente superiore a 6, valore del numero di cicli rappresentativo di un sisma di magnitudo 6, come nel caso di Vado Ligure.
Si fa presente in ogni caso che le attività di precarica sono di fatto degli interventi di consolidamento che migliorano la resistenza a liquefazione dei terreni in quanto ne incrementano la rigidezza e lo stato di addensamento.

7.2.6. Prove triassiali in condizioni k_0

Sono state eseguite 3 diverse prove. La prima è stata portata a rottura, così da poter definire il valore del deviatorico a rottura, Fig. 7-5.
La seconda e la terza sono poi state portate a circa l'80% della rottura e a quel punto scaricate.

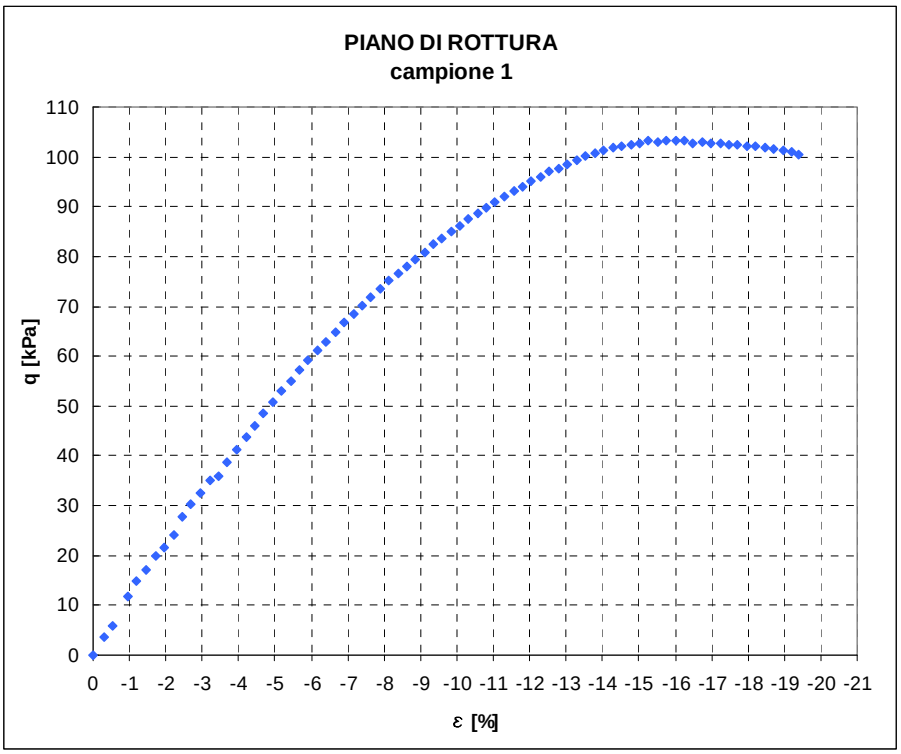


FIG. 7-5 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVA TRIASSIALE IN CONDIZIONI K_0 – CAMPIONE 1 – PIANO DI ROTTURA

Di queste due la prima, come evidenziato dalla sua rappresentazione nel piano di compressione, Fig. 7-6, mostra già un inizio di rottura, avendo infatti iniziato a dilatare prima dell'inizio dello scarico, per questo motivo non viene presa in considerazione.

Il terzo provino invece, mostra dei risultati migliori, vedasi Fig. 7-7. Il provino infatti contrae per tutta la fase di carico.

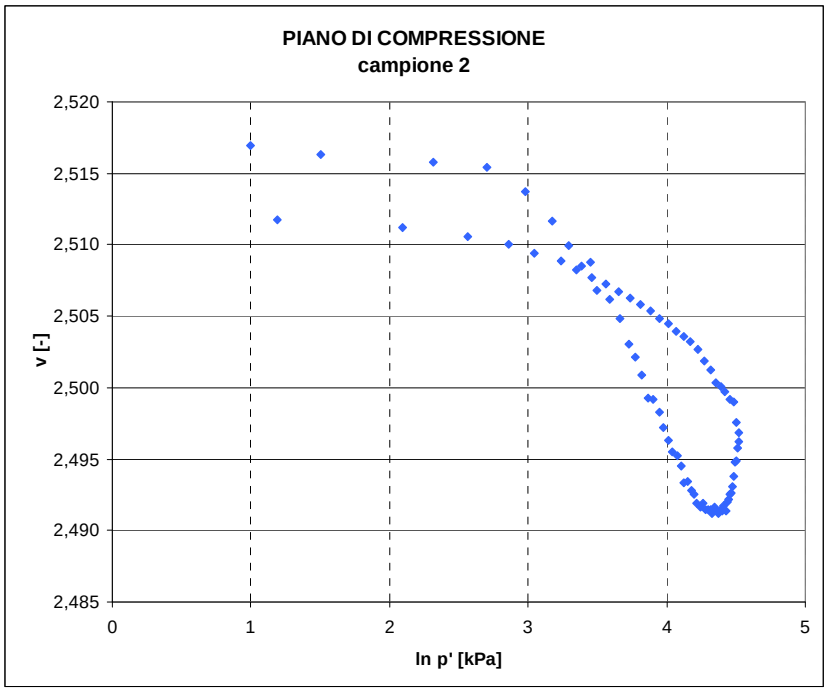


FIG. 7-6 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALE IN CONDIZIONI K_0 – CAMPIONE 2 – PIANO DI COMPRESSIONE

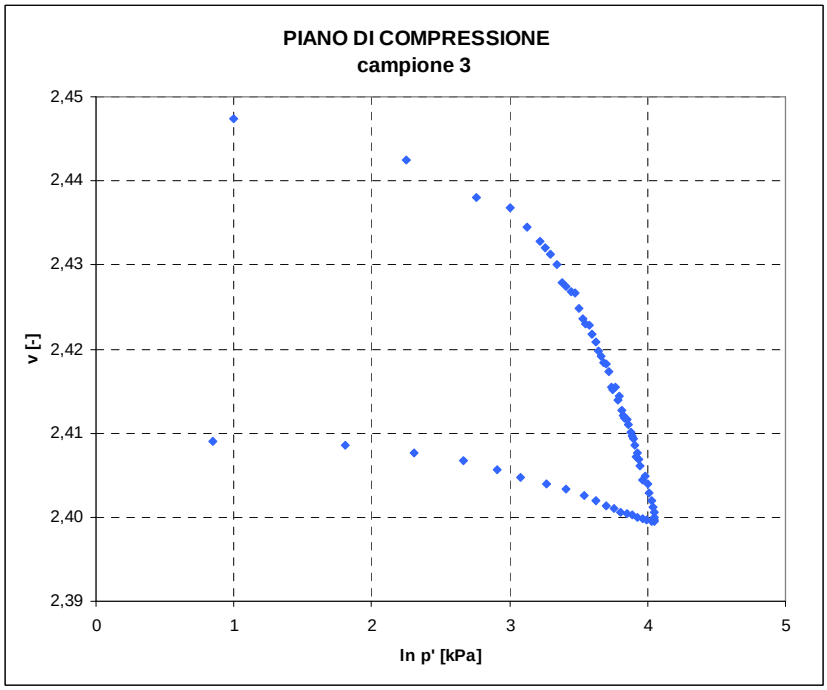


FIG. 7-7 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALE IN CONDIZIONI K_0 – CAMPIONE 3 – PIANO DI COMPRESSIONE

E' possibile pertanto, con riferimento al campione 3, prelevato a 2 m di profondità dal fondale, valutare le pendenze in carico vergine e in scarico, tenendo in considerazione la presenza di una tensione di preconsolidazione. Il rapporto che si ottiene tra le due pendenze risulta pari a 17, in linea quindi con il valore di 15 ricavato con le prove edometriche.

7.2.7. Stima della permeabilità

La tavola 65 riporta la sintesi delle misure di permeabilità eseguite.
La stima della permeabilità dei terreni di fondazione avviene dall'interpretazione delle seguenti prove:

- Permeabilità verticale:
  - Prove edometriche;
  - Permeabilità in cella triassiale.
- Permeabilità orizzontale:
  - Prove di dissipazione.

La permeabilità è tra i parametri più difficili da misurare, pertanto in questo capitolo si parla di "stima" piuttosto che di "misura" della permeabilità.
La permeabilità verticale è dell'ordine di $K_v = 6x10^{-9}$ m/s per L1, $K_v = 5x10^{-9}$ m/s per L2, mentre è di $K_v = 8x10^{-9}$ m/s per SL.
La permeabilità orizzontale risulta superiore a quella verticale ed è pari a $K_h = 3x10^{-8}$ m/s per L1 ed L2 e $K_h = 2x10^{-8}$ m/s per SL.
Il rapporto tra le permeabilità è $K_h/K_v = 5$ per L1, 6 per L2 e 2.5 per SL.
Il valore di permeabilità verticale ottenuto per SL non appare essere rappresentativo della natura dello strato, probabilmente il campione provato in laboratorio ha una componente fine elevata e conseguentemente una permeabilità più bassa.
Dalle prove di dissipazione è stato inoltre possibile ricavare il coefficiente di consolidazione dei terreni che è risultato essere $5x10^{-6}$ m^2/s per L1 e $2x10^{-5}$ m^2/s per L2.

7.3. Prove eseguite dopo la precarica

Nelle allegate tavole 67 e 68 è riportata la sintesi dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite prima della precarica.
In particolare la tavola 67 riporta l'andamento con la profondità di:

- Granulometria;
- Peso di volume;
- Indice dei vuoti;
- Limiti di Atterberg contenuto d'acqua;

La tavola 68 sintetizza le informazioni ricavate da:

- Prove edometriche;
- Prove di consolidazione isotropa in cella triassiale;
- Prove in cella triassiale.

7.3.1. Commenti ai risultati ottenuti

Granulometria

Le prove eseguite sui campioni dei sondaggi eseguiti dopo la precarica, interessano gli strati L1, L2 ed SL. Come si osserva infatti dalle granulometrie a partire circa da 9 m dal fondale la percentuale di sabbia si incrementa da un 30 % dei limi, ad un 40-70%. L1 ed L2 mostrano pressoché la stessa percentuale di sabbia, circa appunto il 30%.

Il contenuto fine, inteso come passante al vaglio con diametro 0.075 mm, e riferito ai livelli L1 ed L2 è mediamente costante con la profondità e pari al 70%. La frazione argillosa con diametro inferiore ai 2 μm è al di sotto del 5% in tutti i provini testati. Si tratta quindi di limo con un 30% di sabbia.

Il livello SL è in effetti una sabbia limosa con contenuto fine dell'ordine del 50 %.

Si riporta nella Fig. 7-8 il contenuto fine con la profondità.

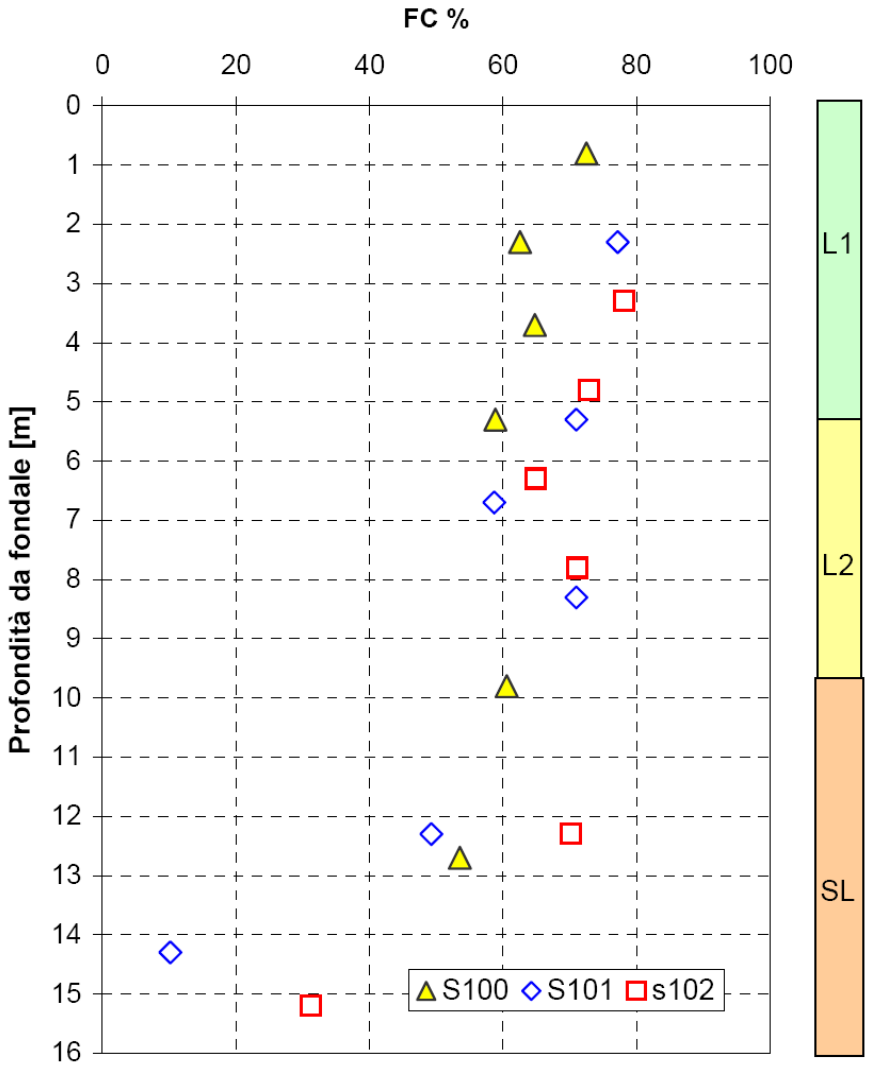


FIG. 7-8 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – ANDAMENTO DEL CONTENUTO FINE CON LA PROFONDITÀ DALLE INDAGINI DEL CAMPO PROVA AREA RILEVATO DOPO LA PRECARICA

Carta di plasticità

Al fine di classificare ulteriormente la frazione fine si fa riferimento alla carta di Plasticità di Casagrande, nella quale si osserva, Fig. 7-9, come i punti stiano a cavallo o appena sotto della linea A, e si tratti quindi di limi, che ricadono nella zona identificata come ML/OL ovvero:

- ML = Limi inorganici, sabbie molto fini, sabbie fini limose o argillose, limi argillosi di bassa plasticità;

- OL = Limi organici, argilla limose organiche di bassa plasticità.

L'indice di plasticità dei terreni è sempre inferiore al 10% indicando limi a bassa plasticità.

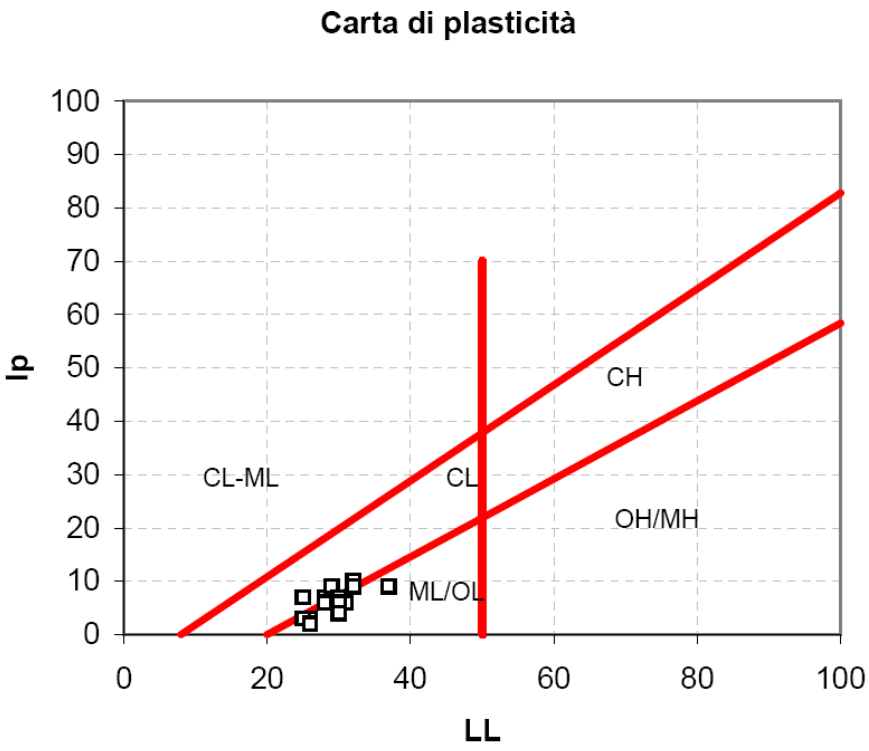


FIG. 7-9 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CARTA DI PLASTICITÀ INDAGINI CAMPO PROVA AREA RILEVATO DOPO LA PRECARICA

Contenuto d'acqua

Il contenuto d'acqua tende ad essere costante e apri al 40% fino a 7 m dal fondale. Al di sotto si porta su valori prossimi al 30%.

Peso di volume

L'andamento del peso di volume mostra un andamento costante con la profondità per L1 ed L2 e pari a 18 kN/m^3. Nella sabbia il peso di volume cresce a 19 kN/m^3. Si sottolinea che i pesi di volume calcolati hanno mostrato una saturazione pari a circa 0.85. Per questo motivo si è ricalcolato il peso di volume a partire dal contenuto d'acqua, imponendo la saturazione pari ad 1, così come è lecito supporre che sia in sito.

7.3.2. Risultati delle prove edometriche

Dall'interpretazione delle prove si è potuto verificare la presenza di una preconsolidazione in tutti i campioni, nonché il valore degli indici di compressibilità Cc e Cr. Nella Tab. 7-4 vengono esplicitati gli indici di compressibilità ottenuti in ciascuna prova.

Il profilo di preconsolidazione ricavato mostra una preconsolidazione su tutta l'altezza del sondaggio, in accordo con la precarica eseguita. La tensione geostatica media di partenza risulta essere pari a circa 100 kPa, essendo infatti presente il peso del rilevato.

La tensione di preconsolidazione che si ricava dalle prove è tra 225 kPa e 300 kPa. Il reale carico applicato è stato:

$$q = 7.5 \cdot 8 + 6 \cdot 19 = 166 kPa$$

A tale carico va poi aggiunta la tensione geostatica, ovvero la tensione di preconsolidazione varia dai 166 kPa sul fondale ai 222 kPa al letto di L2.

I valori di preconsolidazione ricavati dalle prove edometriche sono dunque congruenti con l'effettivo carico massimo applicato con la precarica.

TAB. 7-4 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – INDICI DI COMPRESSIBILITÀ S100 S101 S102

CAMPIONE	PROFONDITA' [m da fondale]		Cc	Cr	Cc/Cr	e_0	CR	RR
S100	L1	0.7	0.34	0.020	17.0	1.07	0.16	0.010
	L1	3.7	0.46	0.029	15.8	1.12	0.22	0.014
	L2	6.8	0.43	0.030	14.3	1.09	0.21	0.014
S101	L1	2.2	0.39	0.030	13.0	1.09	0.19	0.014
	L2	8.3	0.43	0.035	12.3	1.03	0.21	0.017
S102	L1	3.3	0.35	0.035	10.0	1.19	0.16	0.016
	L2	7.8	0.36	0.024	15.0	0.90	0.19	0.013

Dall'analisi della tabella precedente si possono assumere i seguenti valori medi:

L1	Cc = 0.37	e_0 = 1.11	CR = 0.18
	Cr = 0.028	e_0 = 1.11	RR = 0.013
L2	Cc = 0.40	e_0 = 1.00	CR = 0.20
	Cr = 0.029	e_0 = 1.00	RR = 0.014

Il rapporto tra indici di compressibilità in primo carico ed in ricarico è mediamente pari a 13,5. Dalle prove è stato anche ricavato il coefficiente di compressibilità secondaria C_α, vd Fig. 7-10.

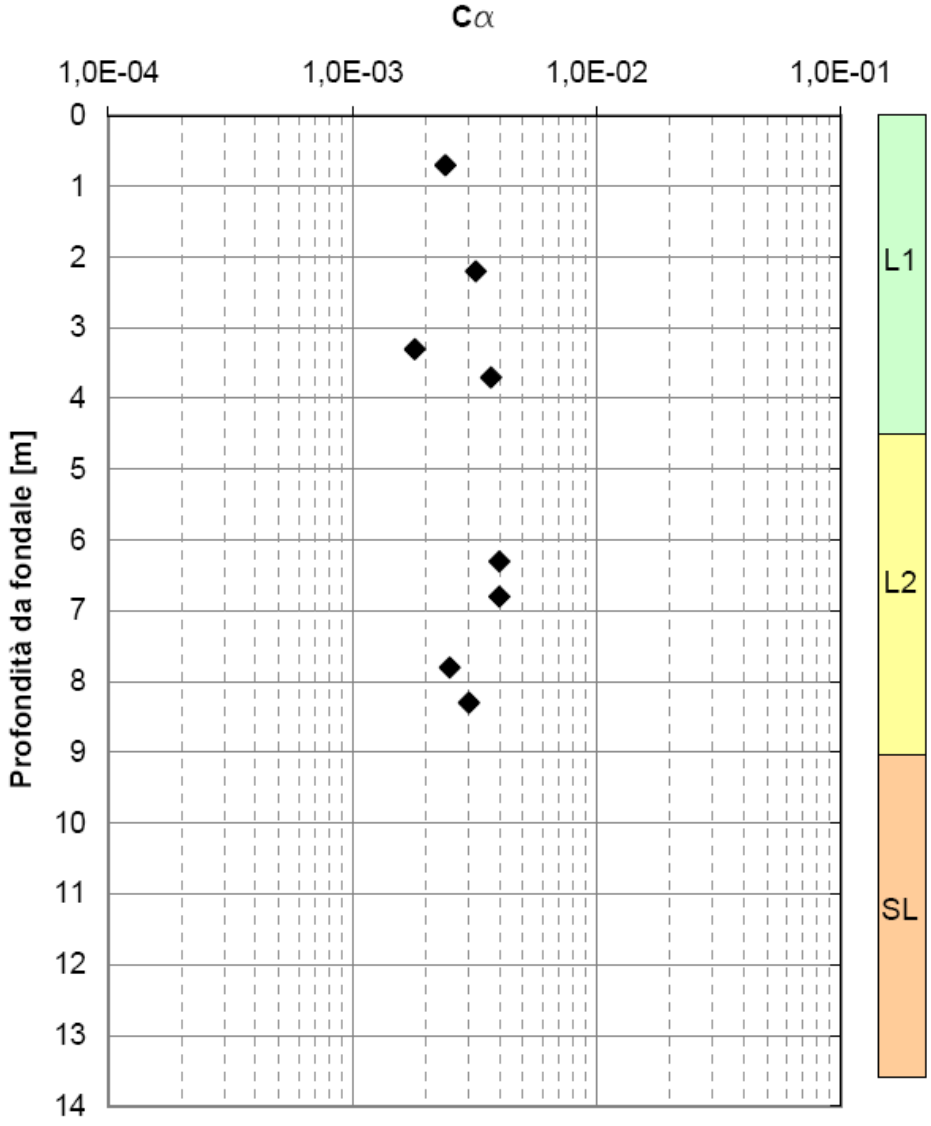


FIG. 7-10 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE DOPO LA PRECARICA – COEFFICIENTE DI COMPRESSIBILITÀ SECONDARIA

7.3.3. Risultati delle prove triassiali isotrope

Si sono lasciati scongelare i provini naturalmente prevedendo un solo ciclo di carico/scarico, scaricando a partire dalla tensione di 600 kPa.
La tavola 68 riporta l'andamento dell'OCR e della tensione di preconsolidazione con la profondità ricavato dalle prove triassiali e confrontato con quello ricavato dalle prove edometriche.
I risultati ottenuti sono congruenti con quelli già discussi e presentati relativamente alle prove edometriche.
La stessa tavola mostra anche il confronto tra i valori di Cc e Cr ottenuti con le prove edometriche e con le prove triassiali isotrope. Tra tali prove si è scartato il risultato relativo alla prova S101 6.7m, in quanto ha mostrato un evidente disturbo del campione e di conseguenza dei risultati che si discostano da tutti gli altri.

7.3.4. Risultati delle prove triassiali

Le prove hanno permesso di valutare i valori dell'angolo d'attrito allo stato critico ed il profilo di cu/σ'_v.
La sintesi grafica dei risultati è riportata nelle tavole allegate e gli inviluppi a rottura ricavati dalle prove sono invece raccolti nell'appendice B.

Resistenza drenata: sintesi dei risultati

Le prove triassiali sono state interpretate al fine di ricavare l'angolo d'attrito dei limi allo stato critico. Si riepilogano di seguito i valori di Φ_{cs} ricavati dalle varie prove.

TAB. 7-5 - VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – ANGOLO D'ATTRITO DALLE PROVE TRIASSIALI S100 S101 S102

CAMPIONE	Φ_{cs}	LIVELLO
S100 0.8m	31.6°	L1
S100 5.3m	32.0°	L2
S100 9.8m	31.1°	L2
S100 2.2m	32.9°	L1
S101 5.3m	31.1°	L2
S102 3.3m	31.1°	L1
S102 7.8m	32.9°	L2

TAB. 7-5 - VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – ANGOLO D'ATTRITO DALLE PROVE TRIASSIALI S100 S101 S102		
CAMPIONE	Φ_{cs}	LIVELLO
S102 12.3m	30.0°	SL
S100 12.7m	32.9°	SL
S101 8.3m	33.8°	L2
S101 12.3m	31.1°	SL
S102 6.3m	31.1°	L2

Si può pertanto assumere:
$\Phi'_{cs, L1} = 31.8°$
$\Phi'_{cs, L2} = 32°$
$\Phi'_{cs, SL} = 31.3°$

Resistenza non drenata: sintesi dei risultati

Dalle prove CIU è stato possibile ricavare una stima della coesione non drenata, ed in particolare del rapporto C_u/σ'_{vc}, essendo σ'_{vc} la tensione di consolidazione.

In generale si ha che:

$$\frac{Cu}{\sigma'_{vc}} = S \cdot OCR^m$$

dove *S* è il rapporto C_u/σ'_{vc} per OCR = 1, mentre *m* è la pendenza del diagramma (C_u/σ'_{vc}, OCR) in scala bilogaritmica.

Dall'analisi delle prove triassiali si è ricavato:

S = 0.54

Tutte le prove hanno mostrato tensioni di prova maggiori o uguali alla tensione di preconsolidazione del provino, pertanto non si è potuto determinare m, ma solo S.

Si ottiene quindi per OCR = 1:

$$\frac{Cu}{\sigma'_{vc}} = 0.54 .$$

Ancora una volta si sono ottenuti valori del coefficiente S superiori a quelli di letteratura, valgono pertanto le considerazioni già fatte in precedenza.

7.3.5. Prove triassiali cicliche

Sono state eseguite 9 prove triassiali cicliche in condizioni anisotrope a profondità comprese tra i 3 e i 5 m dal fondale, ossia all'interno di L1.
Le prove sono state eseguite consolidando i campioni in maniera anisotropa con un coefficiente k_0 = 0.5. Terminata la fase di consolidazione è stato applicato il carico ciclico in condizioni non drenate, misurando l'accumulo di sovrappressione neutra al procedere dei cicli di carico/scarico. Il carico ciclico applicato SR è stato compreso tra 0.10 e 0.30, con una frequenza variabile tra 1.5 e 2 Hz.
Andando a definire il rapporto $R_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}}$, dove Δu è l'accumulo di sovrappressione neutra al ciclo i-esimo e σ'_{vc} è la tensione efficace di consolidazione, si ottengono i risultati riportati nella seguente tabella. Si riporta anche il numero di cicli N a cui è riferita la misura del parametro Ru.

Campione	SR [-]	Frequenza [Hz]	σ'_{vc} [kPa]	Δu [kPa]	N [-]	Ru [-]
S102 3.3m	0.10	2.00	100	2	39	0.02
S102 3.3m	0.15	2.00	100	10	50	0.10
S102 3.3m	0.20	2.00	100	6	50	0.06
S102 4.5m	0.10	1.50	350	14	50	0.04
S102 4.6m	0.15	1.50	350	12	50	0.03
S102 4.7m	0.20	1.50	350	15	50	0.04
S102 4.8m	0.10	2.00	700	16	50	0.02
S102 4.9m	0.20	2.00	700	43	50	0.06
S102 5.0m	0.30	2.00	700	130	50	0.18

Le prove sono state eseguite a delle frequenze rappresentative dell'amplificazione data dal terreno di fondazione tipico nella zona di Vado Ligure. In generale in tutti casi si osserva come i provini non arrivino a rottura neanche dopo 50 cicli, indicando una non suscettibilità alla liquefazione, con valori di Ru tra 0.02 e 0.18.

7.3.6. Stima della permeabilità

La tavola 75 riporta la sintesi delle misure di permeabilità eseguite.

La stima della permeabilità dei terreni di fondazione avviene dall'interpretazione delle seguenti prove:

- Permeabilità verticale:
  - Prove edometriche;
  - Permeabilità in cella triassiale.
- Permeabilità orizzontale:
  - Prove di dissipazione.

La permeabilità verticale è dell'ordine di $K_v = 8x10^{-9}$ m/s per L1 ed L2, $K_v = 2x10^{-9}$ m/s per L2, mentre è di $K_v = 3x10^{-9}$ m/s per SL.

La permeabilità orizzontale risulta superiore a quella verticale ed è pari a $K_h = 6x10^{-7}$ m/s per L1 ed L2 e $K_h = 10^{-7}$ m/s per SL.

Il valore di permeabilità verticale ottenuto per SL non appare essere rappresentativo della natura dello strato, probabilmente il campione provato in laboratorio ha una componente fine elevata e conseguentemente una permeabilità più bassa.

Dalle prove di dissipazione è stato inoltre possibile ricavare il coefficiente di consolidazione dei terreni, che è risultato essere $4x10^{-5}$ m^2/s per L1 e $2x10^{-5}$ m^2/s per L2.

7.4. Confronto tra prove prima e dopo la precarica

In Fig. 7-11 si mostra il confronto tra le prove di classificazione eseguite sui campioni prima e dopo la precarica. Si osserva una generale tendenza all'addensamento in tutti i campioni prelevati al termine della precarica, che mostrano infatti indici dei vuoti e contenuti d'acqua inferiori e pesi di volume maggiori, rispetto a quelli relativi allo stato naturale.

In particolare l'indice dei vuoti passa da valori intorno a 1.4 allo stato naturale a valori tra 1 e 1.1 dopo la precarica.

Il contenuto d'acqua passa mediamente dal 50% al 40%.

Il peso di volume sale da 16.5-17 kN/m^3 prima della precarica a 18 kN/m^3 dopo di essa.

Nella Fig. 7-12 si mostra invece un confronto tra i valori di OCR ricavati dalle prove edometriche e di consolidazione in cella triassiale prima e dopo la precari-

ca. Come si può osservare i dati prima della precarica mostrano una sovraconsolidazione nei primi metri da fondale con valori di OCR tra 3 e 5. Tale sovraconsolidazione si riduce e scompare negli strati sottostanti. Al contrario dopo la precarica si osservano valori di OCR pari a circa 2 in L1 ed L2 che poi si riducono a circa 1.5 in SL. Le due tensioni litostatiche rispetto cui sono valutati gli OCR sono diverse quindi il confronto resta puramente qualitativo. La riduzione del valore di OCR rispetto allo stato naturale è legato al fatto che la tensione geostatica di riferimento dopo la precarica è maggiore, comprendendo anche il peso del rilevato.

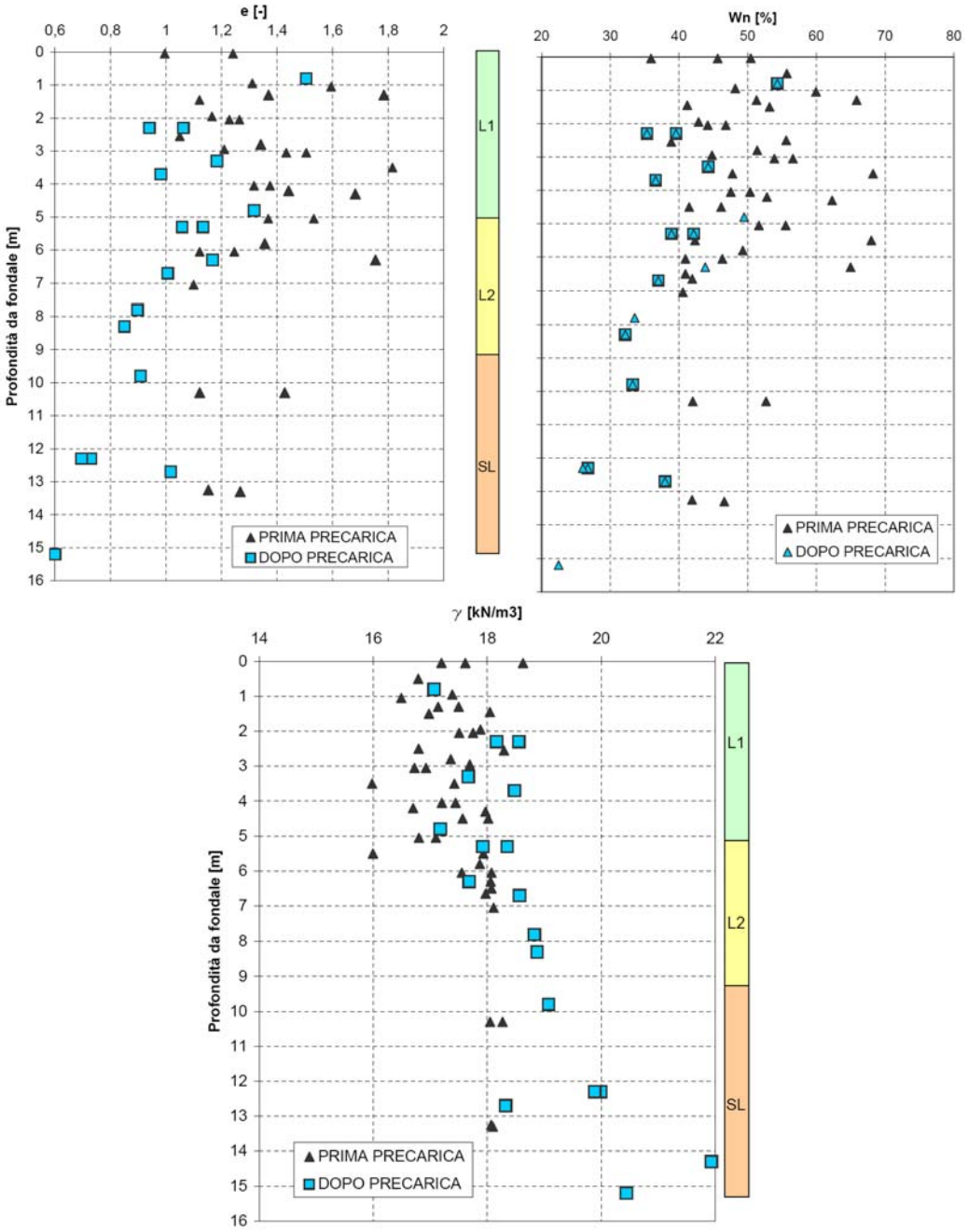


FIG. 7-11 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO PRIMA E DOPO LA PRECARICA DI INDICE DEI VUOTI, CONTENUTO D'ACQUA E PESO DI VOLUME

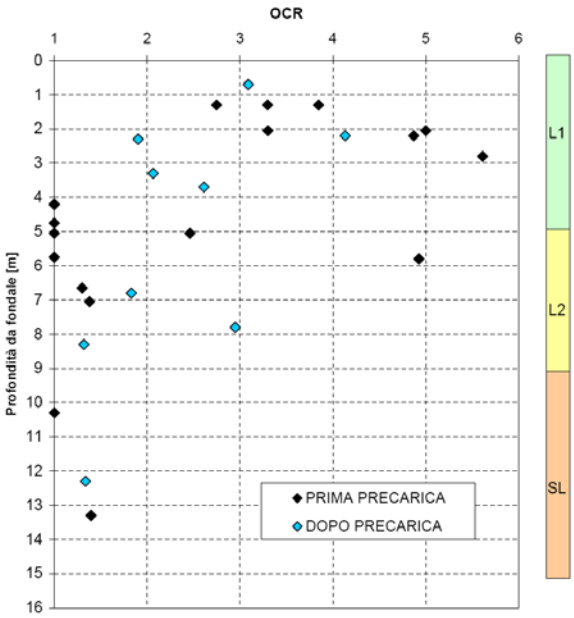


FIG. 7-12 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO OCR PRIMA E DOPO LA PRECARICA

La Fig. 7-13 mostra invece il confronto tra gli indici di compressibilità ottenuti prima e dopo la precarica. Si osserva un buon confronto tra i valori ottenuti dalle diverse prove. Allo stesso modo le prove prima e dopo la precarica portano a valori simili di angolo d'attrito a volume costante, Fig. 7-14.

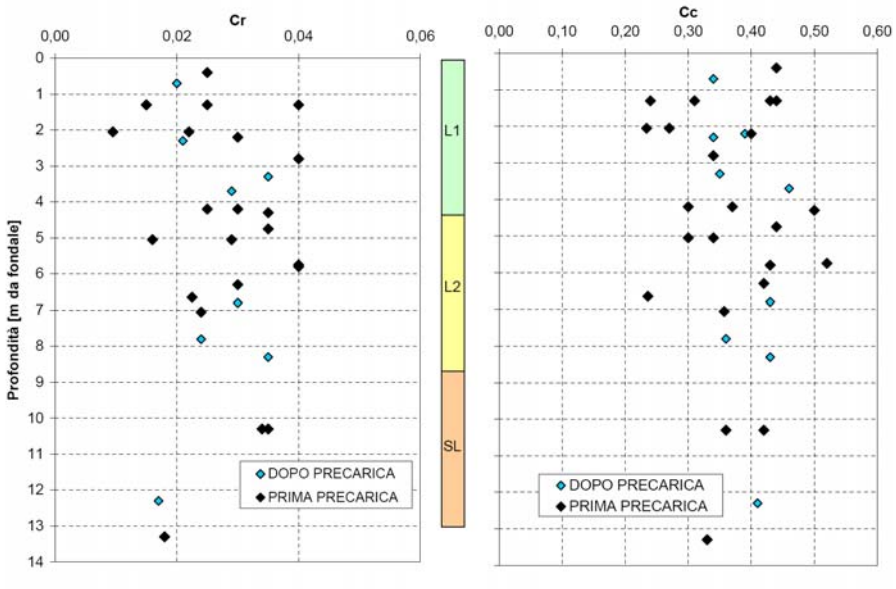


FIG. 7-13 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO CC E CR PRIMA E DOPO LA PRECARICA

La Fig. 7-14 mostra il confronto tra gli angoli di attrito valutati allo stato critico prima e dopo la precarica. I valori ottenuti con le due campagne di indagine sono tra loro perfettamente congruenti.

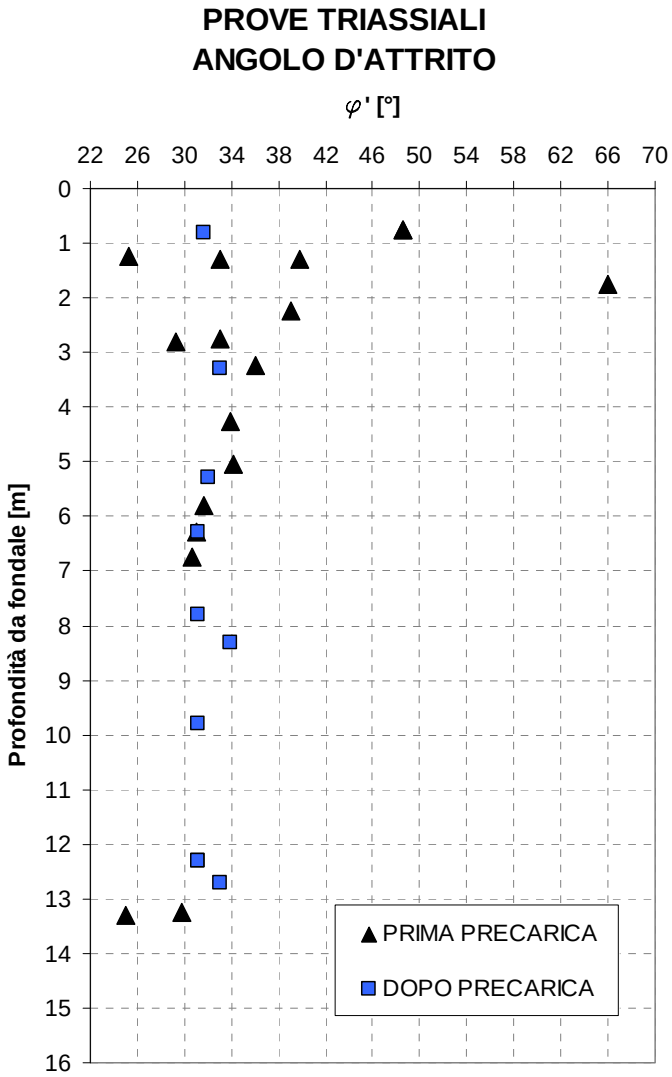


FIG. 7-14 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SINTESI ANGOLI D'ATTRITO

Per quanto concerne la permeabilità ricavata dalle prove in sito il risultato è riportato nella Fig. 7-15 sia prima che dopo la precarica. In Fig. 7-16 si riportano invece i risultati della prove di laboratorio prima e dopo la precarica. Si osserva mediamente una riduzione di permeabilità a seguito delle attività di precarica.

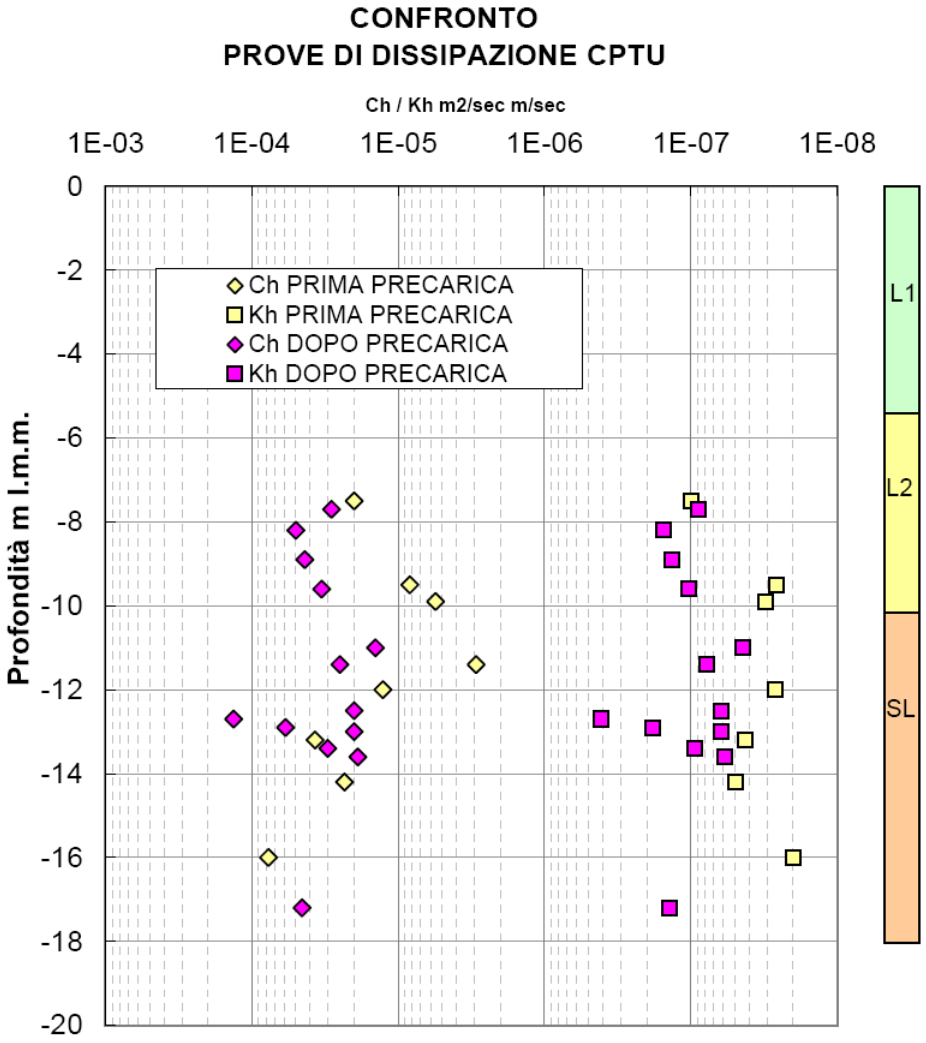


FIG. 7-15 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – ANDAMENTO DELLA PERMEABILITÀ E DEL COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE CON LA PROFONDITÀ PRIMA E DOPO LA PRECARICA

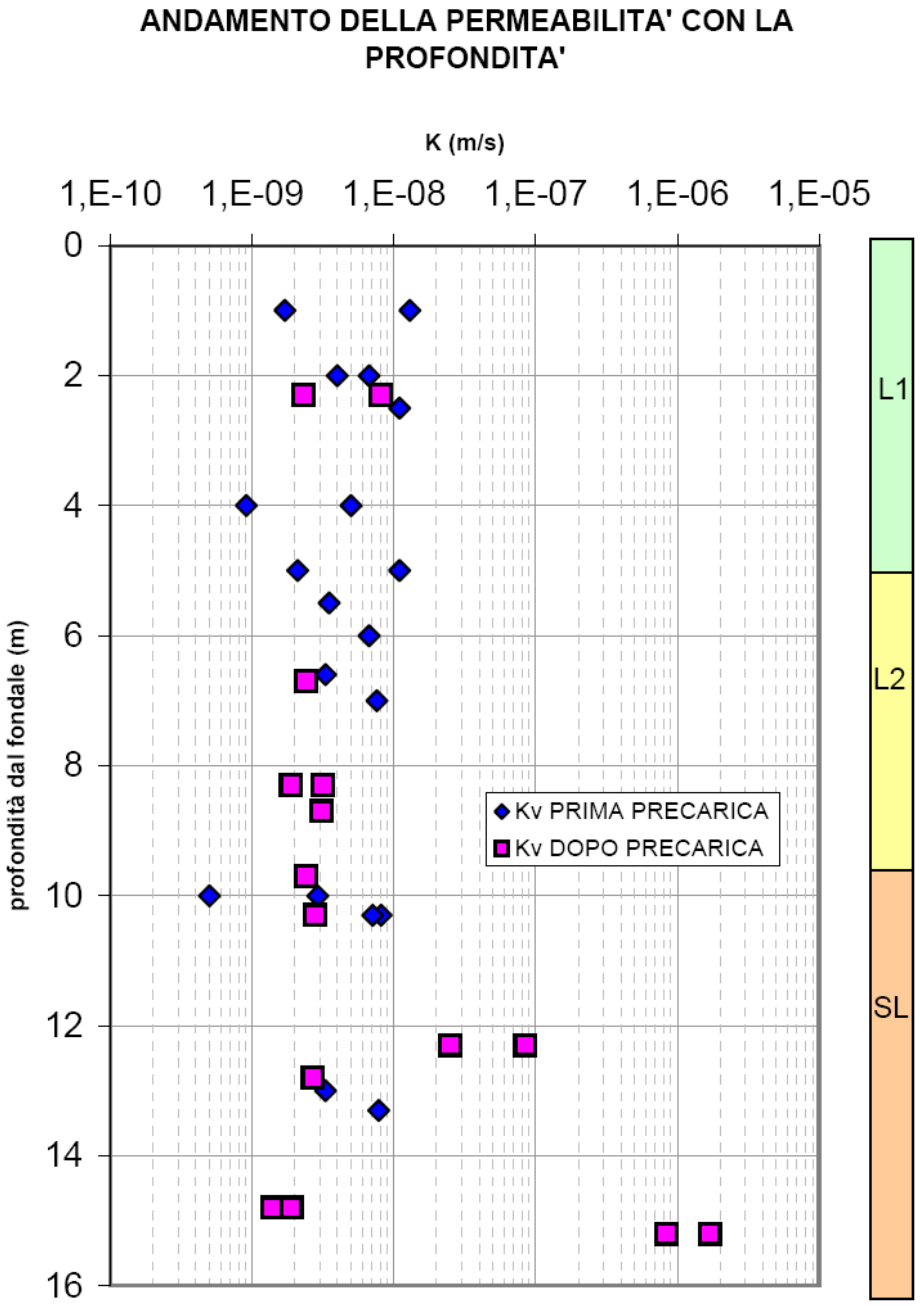


FIG. 7-16 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – ANDAMENTO DELLA PERMEABILITÀ CON LA PROFONDITÀ PRIMA E DOPO LA PRECARICA

7.5. Teoria dello stato critico

Tanto sui campioni Carmacoring quanto su quelli provenienti dai sondaggi i/15 ed i/35, nonché i sondaggi S100 S101 ed S102, sono state condotte:

a) Prove triassiali consolidate isotropicamente e portate a rottura in condizioni drenate: CID;
b) Prove triassiali consolidate isotropicamente e portate a rottura in condizioni non drenate: CIU;
c) Prove di compressione in cella triassiale in condizioni di compressione isotropa.

Si cerca di inquadrare il comportamento del terreno all'interno della teoria dello stato critico, in particolare quindi le prove tipo a) sono utilizzate nel seguito per ricavare la CSL (Critical State Line), le prove tipo b) vengono invece utilizzate per ricavare la SSL (Steady State Line) e le prove tipo c) infine vengono utilizzate per ricavare la NCL (Normal Consolidation Line).

La Fig. 7-17 mostra appunto l'interpretazione di tali prove in termini di definizione delle linee CSL e SSL. Per entrambe si riporta sul grafico l'equazione che le definisce.

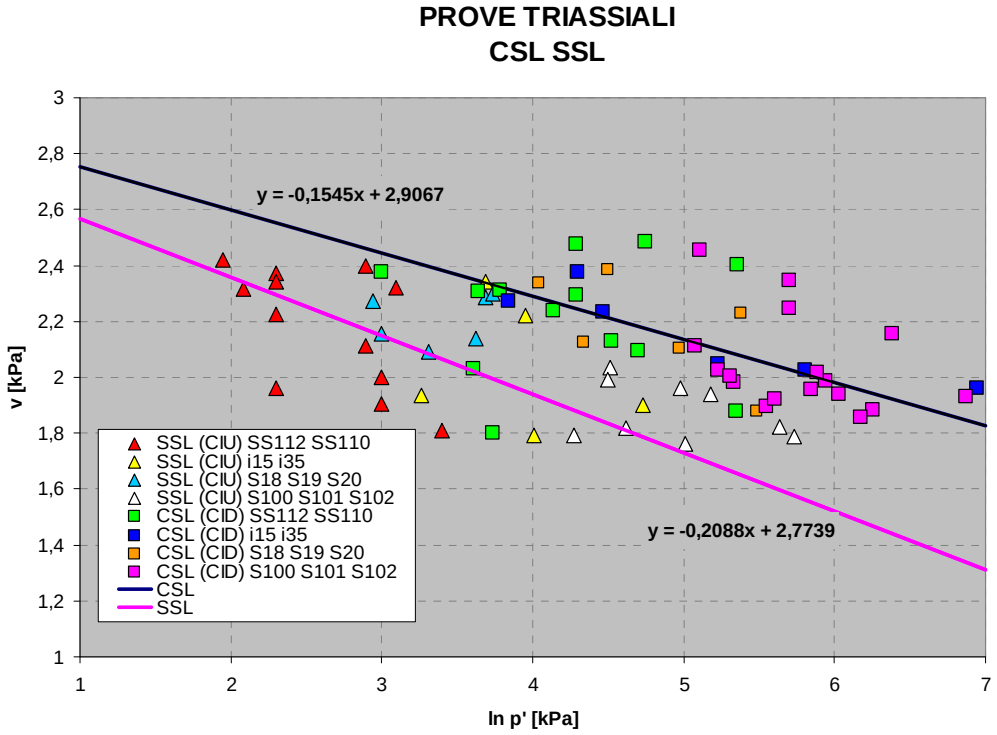


FIG. 7-17 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – LINEE CSL ED SSL DALLE PROVE TRIASSIALI

Le Fig. 7-18 e Fig. 7-19 che seguono mostrano invece i risultati delle prove tipo c). Queste sono state diagrammate sul piano di compressione, evidenziando per ciascuna sia il contenuto fine che l'indice di plasticità. Con una linea nera si riporta poi la NCL o URL definita da ciascuna.

Dall'analisi della Fig. 7-18 si possono fare le seguenti osservazioni:

1. Non è possibile individuare un'unica NCL;
2. Le NCL sono tra loro parallele ed hanno circa la stessa pendenza della CSL. Soltanto la prova S101 6.7m mostra una pendenza diversa, forse per via di un maggior disturbo nel campione;
3. A parità di contenuto fine (FC) si osserva che la NCL scende di intercetta all'aumentare dell'indice di plasticità (IP);
4. A parità di IP la NCL riferita ad un contenuto fine minore è più alta di quella riferita ad un contenuto fine maggiore;

5. Per IP > 4 la NCL è sotto la CSL, quindi il terreno allo stato critico ha comportamento dilatante. La dilatanza tuttavia non è rappresentativa di una sovraconsolidazione, in quanto il terreno non si trova su una linea di scarico-ricarico (URL), ma sulla NCL. A riprova di questo infatti le prove triassiali mostrano $\Delta u > 0$ pur evidenziando stress-path non drenati di tipo dilatante;
6. La SSL non risulta parallela alla CSL perché a basse tensioni di confinamento i provini liquefano e ciò causa un incremento di compressibilità che fa deviare la SSL a bassi valori di σ'_v.

In generale quanto osservato concorda con la letteratura presente sull'argomento e riferita a terreni con elevato contenuto fine a bassa plasticità. Si vedano a tal proposito: Martins et al. (2001), Coop et Atkinson (1993) e Yang et al. (2006).
In termini di pendenza della CSL e quindi delle varie NCL si trova, nel piano di compressione (v, $\log_{10}$ p') $\lambda^* = 0.355$.
Di fatto λ^* è pari al valore di Cc ricavabile anche dalle prove edometriche e che è risultato essere mediamente pari a 0.33 per L1 e 0.38 per L2. C'è dunque un buon riscontro tra compressibilità delle prove edometriche e triassiali isotrope, che porta a concludere che anche la linea k_0 risulta parallela alla NCL ed alla CSL così come ci si aspetta che sia.
Dalle stesse prove è possibile ricavare informazioni in merito alla pendenza k* delle rette URL di scarico-ricarico. Come mostrato in Fig. 7-19 tali rette risultano tra loro parallele. La pendenza k* nel piano (v, $\log_{10}$ p') risulta: k*=0.029.
Nelle prove edometriche si sono ottenuti valori di Cr pari mediamente a 0.025 per L1 e 0.030 per L2, valori confrontabili con quelli di k*.

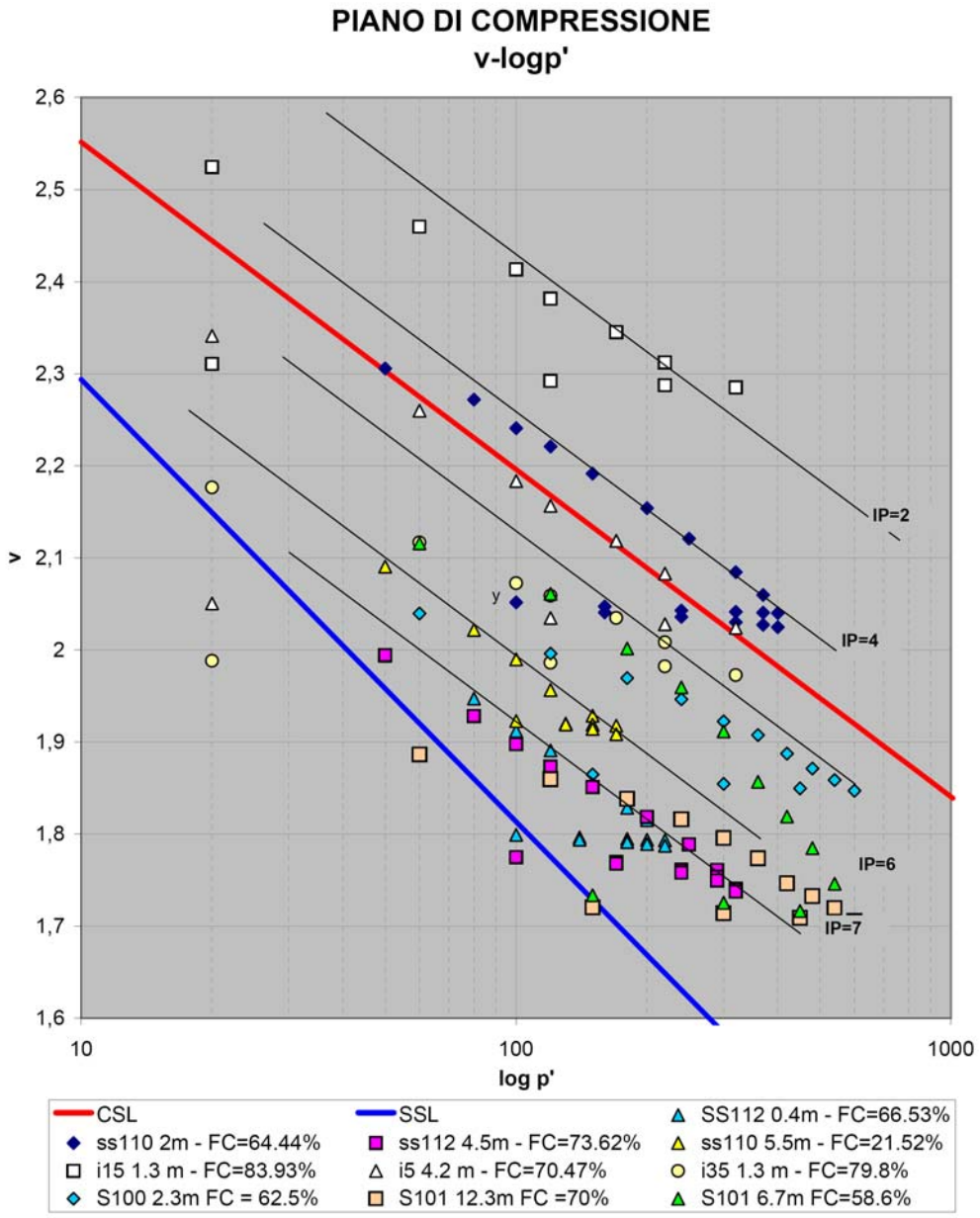


FIG. 7-18 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PIANO DI COMPRESSIONE RISULTATI PROVE TRIASSIALI – NCL

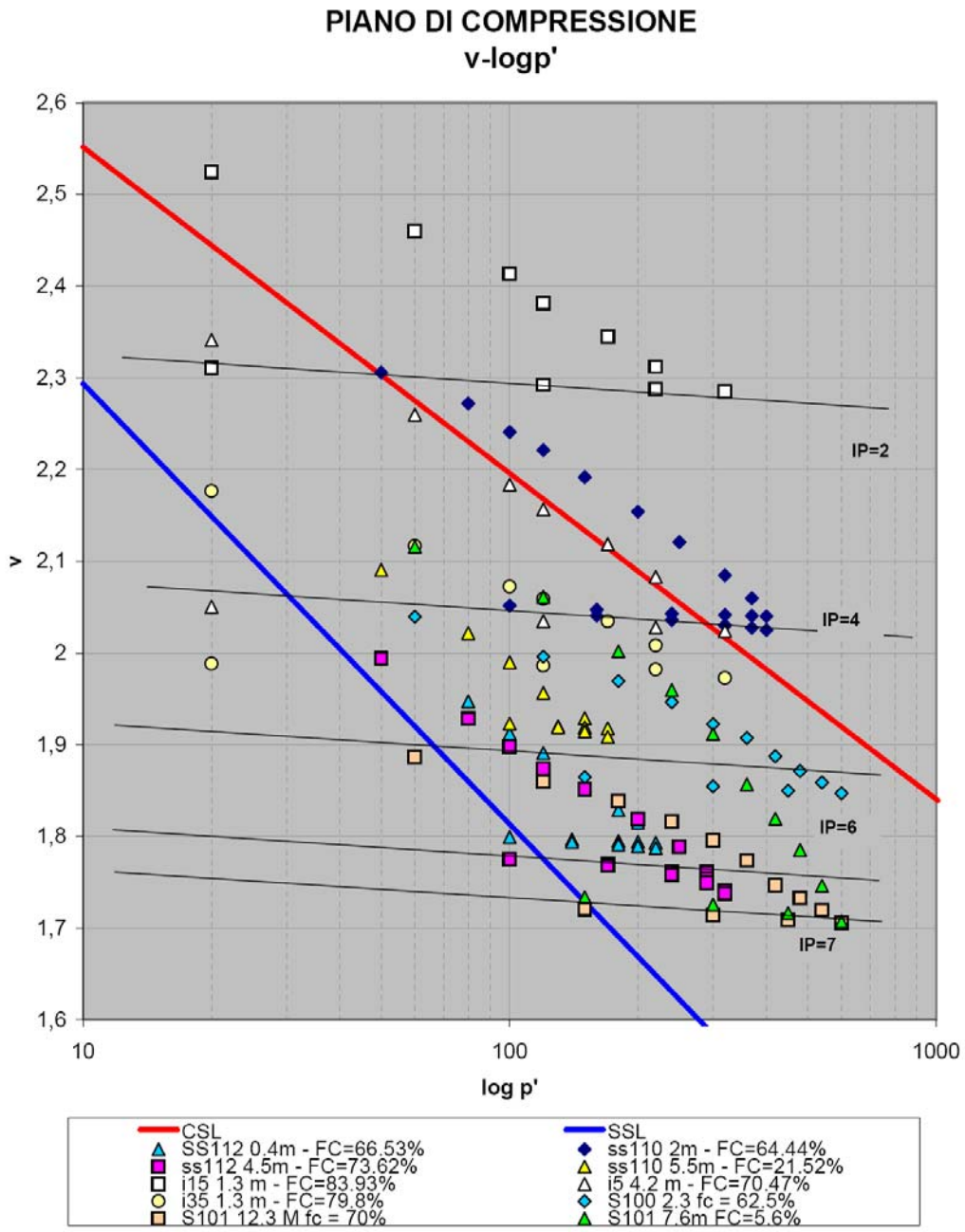


FIG. 7-19 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PIANO DI COMPRESSIONE RISULTATI PROVE TRIASSIALI - URL

8. CAMPO PROVA AREA RILEVATO: PROVE IN SITU

8.1. Generalità

All'interno del campo prova area rilevato sono state eseguite 4+3 prove penetrometriche statiche con piezocono: CPTU103, CPTU104, CPTU105 e CPTU106, eseguite prima della precarica e CPTU107, CPTU108 e CPTU109 eseguite dopo la precarica, vd. Fig. 8-1. Tre prove sono state eseguite con in aggiunta il cono sismico per cui hanno misurato la velocità delle onde di taglio nel terreno ogni metro di profondità.

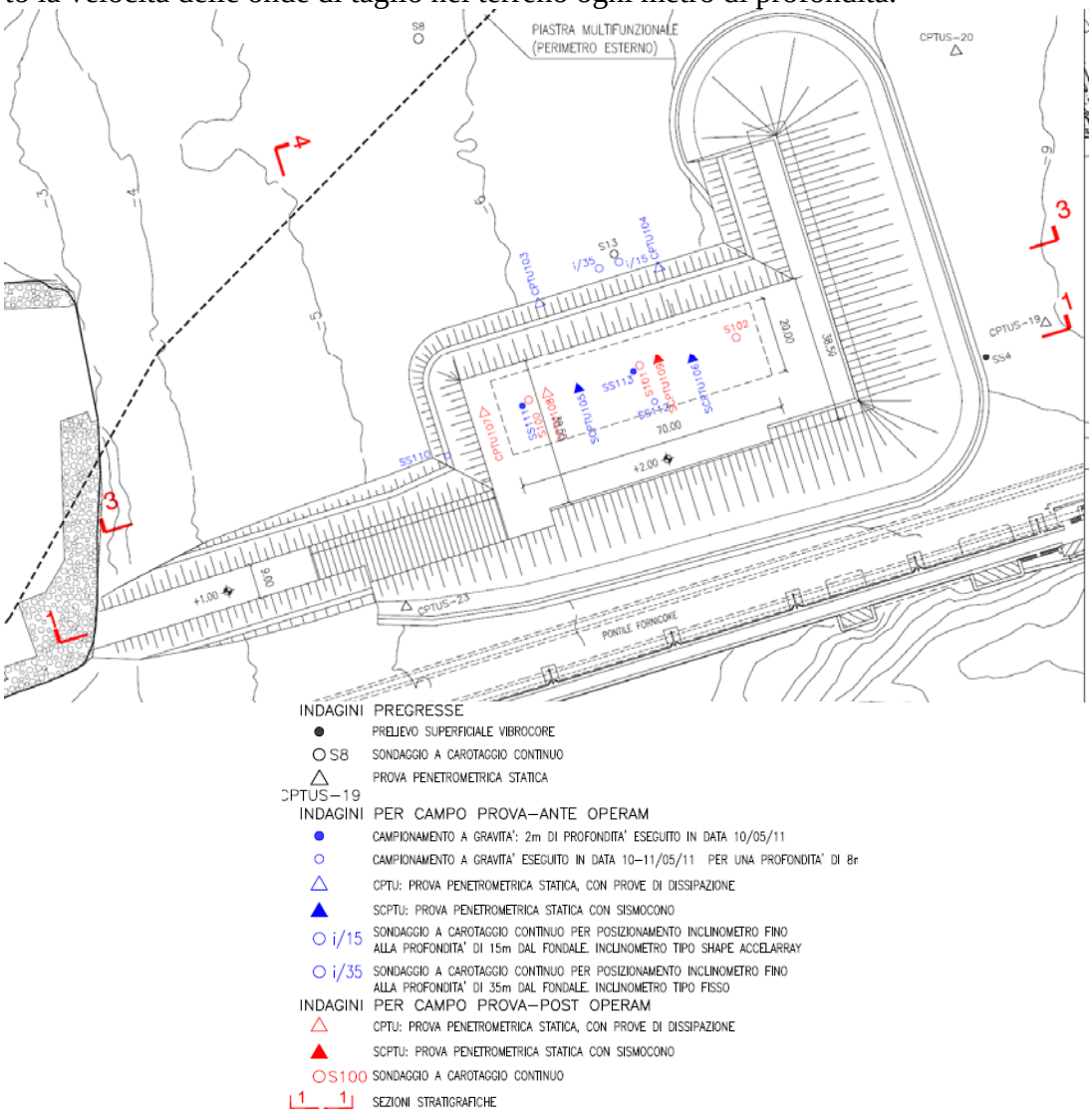


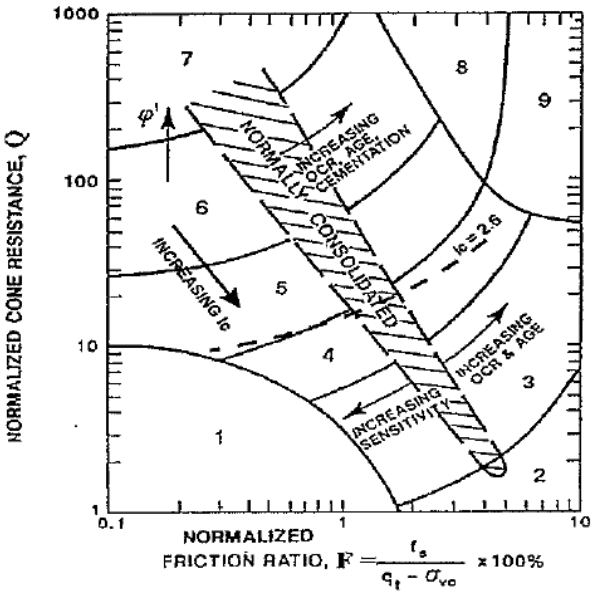
FIG. 8-1– VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – UBICAZIONE INDAGINI

8.2. Interpretazione delle prove penetrometriche

Il risultato dell'interpretazione delle prove è riportato nei disegni allegati. Di seguito si indicano le correlazioni utilizzate per la valutazione dei vari parametri. Si sottolinea che tali correlazioni sono state tarate sulla base dei risultati delle prove di laboratorio.

- **Ic – Indice per la classificazione dei terreni**
  (Robertson 2009)

$$I_c = \sqrt{(3{,}47 - \log(Q))^2 + (\log(F) + 1{,}22)^2}$$



Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	*Sensitive, fine grained*	N/A
2	*Organic soils – peats*	> 3.6
3	*Clays – silty clay to clay*	2.95 – 3.6
4	*Silt mixtures – clayey silt to silty clay*	2.60 – 2.95
5	*Sand mixtures – silty sand to sandy silt*	2.05 – 2.6
6	*Sands – clean sand to silty sand*	1.31 – 2.05
7	*Gravelly sand to dense sand*	< 1.31
8	*Very stiff sand to clayey sand**	N/A
9	*Very stiff, fine grained**	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

L'indice di classificazione, Ic, rappresenta il comportamento del terreno e non la sua granulometria: si parla quindi di terreni a comportamento non drenato, clay like soil, (Ic >2.6) e drenato, sand like soil, (Ic <2.6).
La valutazione dell'indice Ic è fatta attraverso il parametro F e Q, che rappresenta l'adimensionalizzazione della qt (resistenza alla punta corretta):

$$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a} \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n .$$

Pa è la pressione atmosferica e quindi pari a 100 kPa, il parametro *n* ha in vece diversi valori a seconda della tipologia di terreno:

- Argille: n= 1;
- Sabbie: n= 0.5;
- Limi: n = 0.7.

Poiché a priori non si conosce la natura del terreno, la valutazione di Ic è fatta in maniera iterativa:

- Fase 1: n=1
  - si valuta Q;
  - si valuta Ic.
  - Se Ic > 2.6 allora il procedimento termina ed il terreno è un clay like soil.
  - Se Ic < 2.6 si passa alla fase 2.
- Fase 2: n =0.5
  - si valuta Q;
  - si valuta Ic;
  - Se Ic < 2.6 il terreno è a comportamento granulare e il procedimento termina.
  - Se Ic > 2.6 il terreno è un limo plastico e si passa alla fase 3.
- Fase 3: n=0.7
  - si valuta Q;
  - si valuta Ic. Il valore così ottenuto è rappresentativo del terreno.

I valori di Ic così ottenuti possono essere utilizzati per individuare la caratterizzazione dei terreni.

- **γ – Peso di volume**
  (Mayne et al. 2010 e Robertson et al. 2010)

$$\gamma_{sat} = 11{,}46 + 0{,}33\log z + 3{,}1\log f_s + 0{,}7\log q_T$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_w \left[0{,}27\log\left(\frac{f_s}{q_T}100\right) + 0{,}36\log\left(\frac{q_T}{Pa}\right) + 1{,}236 \right] \frac{G_s}{2{,}65}$$

  Nel calcolo si sfruttano entrambe le correlazioni e si restituisce come peso di volume la media aritmetica dei valori calcolati con le due correlazioni sopra citate.

- **OCR – Grado di sovraconsolidazione**

$$OCR = \left[\frac{0.192(q_t / Pa)^{0.22}}{(1-\sin\phi')(\sigma'_{v0} / Pa)^{0.31}} \right]^{\left(\frac{1}{\sin\phi'} - 0.27\right)}$$

- **Cu – resistenza al taglio non drenata per terreni coesivi**
  (Robertson 2009)

$$c_u = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{N_k}$$

  con N_k = 25 da taratura con il laboratorio

- **ϕ' – Resistenza al taglio drenata**
  (Mayne e Campanella 2005, Kulhawy and Mayne 1990)

  Se 0.1<Bq<1

$$\phi' = 29.5° Bq^{0.121}[0.256 + 0.336 Bq + \log Q]$$

  con :

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

  Se Bq<0.1

$$\phi' = 17.6° + 11° \log(q_{t1})$$

con

$$q_{t1} = \frac{q_T / P_a}{\left(\sigma'_{v0} / P_a\right)^{0.5}}$$

- **M – Modulo edometrico**

(Robertson 2009)

$$M = \alpha_M \left(q_T - \sigma_{v0}\right)$$
$$\alpha_M = Q \text{ se } Q \le 14$$
$$\alpha_M = 14 \text{ se } Q > 14$$

- **E - Modulo elastico**

(Robertson 2009)

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\upsilon)}{1-\upsilon} M$$ limi, con ν = 0,35

$$E = \alpha_E \left(q_T - \sigma_{v0}\right)$$ sabbie/ghiaie

Con $\alpha_E = 0{,}015\left[10^{(0{,}55 I_c + 1{,}68)}\right]$

- **Vs – Velocità delle onde di taglio**

(Hegazy e Mayne 1995)

$$Vs = \left[10.1\log\left(q_t\right) - 11.4\right]^{1.67} \left[\frac{f_s}{q_t} 100\right]^{0.3}$$

- **G_{max} – Modulo di taglio alle piccole deformazioni**

$$G_{max} = \frac{\gamma_t}{g} \cdot Vs^2$$

con:

g = 9.81 m^2/s

γ_t = da calcolo

8.3. Prove eseguite prima della precarica

8.3.1. Classificazione dei terreni di fondazione dalle CPTU

L'indice di classificazione, Ic, rappresenta il comportamento del terreno e non la sua granulometria: si parla quindi di terreni a comportamento non drenato, clay like soil, (Ic >2.6) e drenato, sand like soil, Ic <2.6.

La valutazione dell'indice Ic è fatta attraverso il parametro Q che rappresenta l'adimensionalizzazione della q_t (resistenza alla punta corretta):

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a} \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n .$$

P_a è la pressione atmosferica e quindi pari a 100 kPa, il parametro *n* ha invece diversi valori a seconda della tipologia di terreno:

- Argille: n= 1;
- Sabbie: n= 0.5;
- Limi: n = 0.7.

Poiché a priori non si conosce la natura del terreno, la valutazione di Ic è fatta in maniera iterativa:

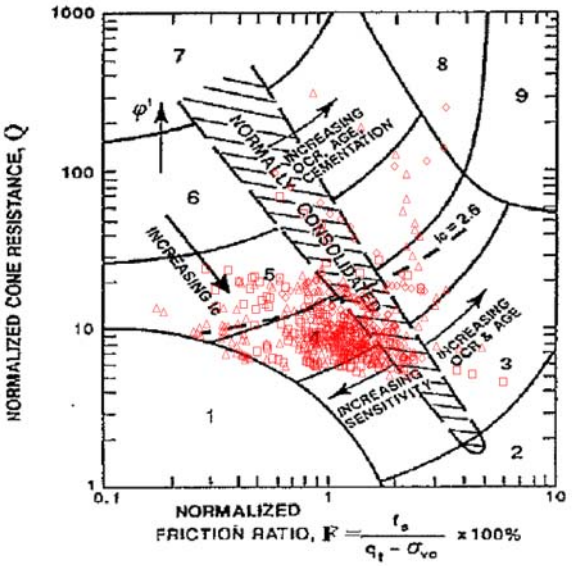
- Fase 1: n=1
  - si valuta Q;
  - si valuta Ic.
  - Se Ic > 2.6 allora il procedimento termina ed il terreno è un clay like soil.
  - Se Ic < 2.6 si passa alla fase 2.
- Fase 2: n =0.5
  - si valuta Q;
  - si valuta Ic;
  - Se Ic < 2.6 il terreno è a comportamento granulare e il procedimento termina.
  - Se Ic > 2.6 il terreno è un limo plastico e si passa alla fase 3.
- Fase 3: n=0.7
  - si valuta Q;
  - si valuta Ic. Il valore così ottenuto è rappresentativo del terreno.

I valori di Ic così ottenuti possono essere utilizzati per individuare la corrispondenza tra la caratterizzazione dalle CPTU e quella effettiva ottenuta dal laboratorio e precedentemente commentata.

Per meglio individuare la classificazione si riportano nelle Fig. 8-2 e Fig. 8-3 i risultati della classificazione sulla carta di Robertson distinguendo il livello L1 da L2.

In entrambi i casi la maggior parte dei punti appartengono alle aree 4 e 5 del diagramma che corrispondono ai limi argillosi/argille limose e sabbie limose/limi sabbiosi rispettivamente.

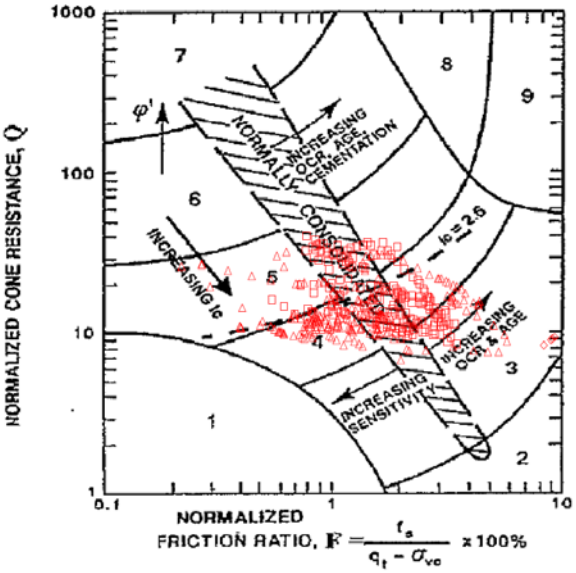
Ricordando quanto esposto al paragrafo 7.2.1 si ha una corrispondenza molto buona tra la classificazione di laboratorio basata sulle curve granulometriche e quella derivata dalle CPTU.



Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	*Sensitive, fine grained*	N/A
2	*Organic soils – peats*	> 3.6
3	*Clays – silty clay to clay*	2.95 – 3.6
4	*Silt mixtures – clayey silt to silty clay*	2.60 – 2.95
5	*Sand mixtures – silty sand to sandy silt*	2.05 – 2.6
6	*Sands – clean sand to silty sand*	1.31 – 2.05
7	*Gravelly sand to dense sand*	< 1.31
8	*Very stiff sand to clayey sand**	N/A
9	*Very stiff, fine grained**	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

FIG. 8-2 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CLASSIFICAZIONE SULLA CARTA DI ROBERTSON PER IL LIVELLO L1



Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	*Sensitive, fine grained*	N/A
2	*Organic soils – peats*	> 3.6
3	*Clays – silty clay to clay*	2.95 – 3.6
4	*Silt mixtures – clayey silt to silty clay*	2.60 – 2.95
5	*Sand mixtures – silty sand to sandy silt*	2.05 – 2.6
6	*Sands – clean sand to silty sand*	1.31 – 2.05
7	*Gravelly sand to dense sand*	< 1.31
8	*Very stiff sand to clayey sand**	N/A
9	*Very stiff, fine grained**	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

FIG. 8-3 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CLASSIFICAZIONE SULLA CARTA DI ROBERTSON PER IL LIVELLO L2

8.3.2. Confronto tra risultati delle CPTu e laboratorio

Dal confronto tra i risultati delle interpretazioni delle CPTu riportati nelle tavole da 58 a 64 e le prove di laboratorio sintetizzate al capitolo precedente si possono fare le seguenti osservazioni:

- L'andamento del peso di volume con la profondità ricavato dalle prove penetrometriche è del tutto congruente con il profilo ricavato dalle prove di laboratorio;
- Il profilo di preconsolidazione ricavato dalle CPTu conferma anch'esso la normal consolidazione dei terreni al di sotto dei 4 metri dal fondale;
- L'angolo di resistenza al taglio ricavato con le prove penetrometriche è ben allineato con quello ricavato dalle prove di laboratorio; meglio per L2 che per L1, ma con differenze che sono comunque dell'ordine di pochi punti percentuali.
- Il profilo della coesione non drenata è stato ricavato dalle CPTu utilizzando un fattore N_k=25 che va ben d'accordo con l'andamento della cu in L1, ma tende a sovrastimarla in L2.

In ultima analisi si può dire che le prove CPTu restituiscono un profilo di sovraconsolidazione, in termini di peso di volume ed OCR, congruente con quello del laboratorio; colgono sufficientemente bene le resistenze drenate di L1 ed L2, mentre certamente sovrastimano la resistenza al taglio non drenata di L2.

8.3.3. Profilo della velocità delle onde di taglio con la profondità

Al termine della fase di consolidazione isotropa in cella triassiale sono state eseguite misure della velocità delle onde di taglio, Vs.
Anche dalle CPTU è stato stimato un andamento con la profondità delle velocità delle onde di taglio ed in più per le CPTU105 e 106 è stato utilizzato il cono sismico.
Nel diagramma che segue, Fig. 8-4, vengono confrontati i valori misurati in laboratorio con quelli misurati dal cono sismico e con il valore medio ricavato dalle correlazioni delle prove CPTu.

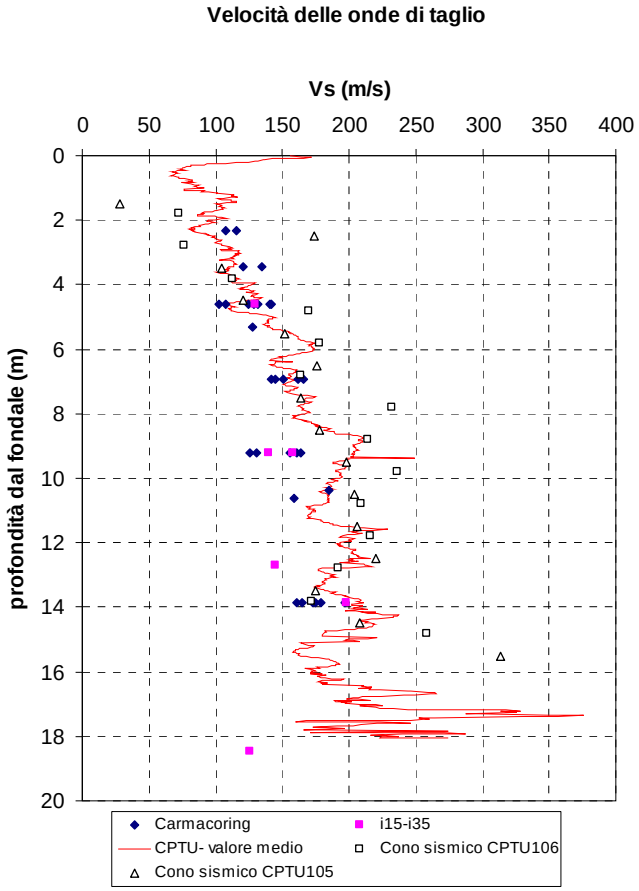


FIG. 8-4 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – MISURA E STIMA DELLE VS

Come si osserva vi è un buon accordo tra tutte le misure della Vs. A 18 metri di profondità si incontra la ghiaia dove le prove penetrometriche vanno a rifiuto e la velocità delle onde di taglio ha un picco.

In generale si può assumere un valore compreso tra i 75 m/s sul fondale e i 175 m/s al letto di L2 fino a 225 m/s al tetto del livello in ghiaia.

Con riferimento ai singoli livelli deposizionali si può considerare:

LIVELLO	PROFONDITÀ (m dal fondale)	Vs (m/s)
L1	0 – 4	100
L2	4 – 8.5	150
SL	8.5 – 18	200

In termini di media pesata sui 18 metri di spessore si ottiene un valore di V_s pari a:

$$V_s = \frac{100m/s \cdot 4m + 150m/s \cdot 4.5m + 200m/s \cdot 9.5m}{18m} = 165m/s$$

8.4. Prove eseguite dopo la precarica

8.4.1. Classificazione dei terreni di fondazione dalle CPTU

Così come svolto per le CPTU sul terreno naturale, anche per quelle dopo la precarica si è valutato l'indice di classificazione Ic, tramite la procedura già prima spiegata.

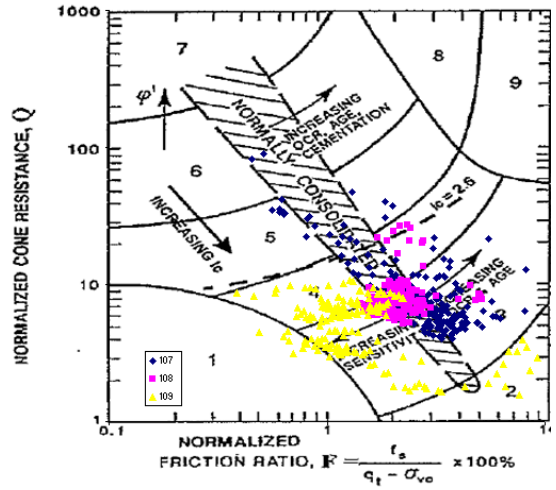
I valori di Ic così ottenuti possono essere utilizzati per individuare la corrispondenza tra la caratterizzazione fornita dalle CPTU e quella ottenuta dal laboratorio e precedentemente commentata.

Si riportano nelle figure che seguono, Fig. 8-5 e Fig. 8-6, i risultati dell'interpretazione in merito alla classificazione relativa ai livelli L1 ed L2 ottenuta.

E' da evidenziare come tutte e tre le prove restituiscano un comportamento degli strati limosi di tipo clay-like soil, in modo più accentuato che non nel caso delle prove prima della precarica. Questo infatti è legato agli elevati valori di sovrappressioni neutre misurati durante le prove.

In entrambi i casi la maggior parte dei punti appartengono alle aree 4 e 3 del diagramma che corrispondono ai limi argillosi/argille limose.

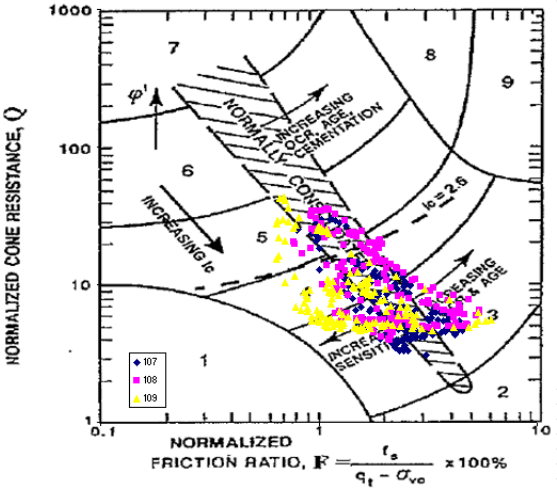
La maggior sovrappressione neutra misurata può essere collegata ad un decremento della permeabilità dei terreni conseguente all'addensamento prodotto dalla precarica. Di tale aspetto si discuterà anche nel seguito.



Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	*Sensitive, fine grained*	N/A
2	*Organic soils – peats*	> 3.6
3	*Clays – silty clay to clay*	2.95 – 3.6
4	*Silt mixtures – clayey silt to silty clay*	2.60 – 2.95
5	*Sand mixtures – silty sand to sandy silt*	2.05 – 2.6
6	*Sands – clean sand to silty sand*	1.31 – 2.05
7	*Gravelly sand to dense sand*	< 1.31
8	*Very stiff sand to clayey sand**	N/A
9	*Very stiff, fine grained**	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

FIG. 8-5 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CLASSIFICAZIONE SULLA CARTA DI ROBERTSON PER IL LIVELLO L1 DOPO PRECARICA



Zone	Soil Behavior Type	I_c
1	*Sensitive, fine grained*	N/A
2	*Organic soils – peats*	> 3.6
3	*Clays – silty clay to clay*	2.95 – 3.6
4	*Silt mixtures – clayey silt to silty clay*	2.60 – 2.95
5	*Sand mixtures – silty sand to sandy silt*	2.05 – 2.6
6	*Sands – clean sand to silty sand*	1.31 – 2.05
7	*Gravelly sand to dense sand*	< 1.31
8	*Very stiff sand to clayey sand**	N/A
9	*Very stiff, fine grained**	N/A

** Heavily overconsolidated or cemented*

FIG. 8-6 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CLASSIFICAZIONE SULLA CARTA DI ROBERTSON PER IL LIVELLO L2 DOPO LA PRECARICA

8.4.2. Confronto tra risultati delle CPTu e laboratorio

Dal confronto tra i risultati delle interpretazioni delle CPTu riportati nelle tavole da 69 a 74 e le prove di laboratorio sintetizzate al capitolo precedente si possono fare le seguenti osservazioni:

- L'andamento del peso di volume con la profondità ricavato dalle prove penetrometriche è del tutto congruente con il profilo ricavato dalle prove di laboratorio;

- Il profilo di preconsolidazione ricavato dalle CPTu in termini di OCR non riesce a cogliere la sovraconsolidazione dei terreni.
- L'angolo di resistenza al taglio ricavato con le prove penetrometriche è ben allineato con quello ricavato dalle prove di laboratorio; sia per L2 che per L1.

In ultima analisi si può dire che le prove CPTu restituiscono un profilo in termini di peso di volume, congruente con quello del laboratorio e colgono sufficientemente bene le resistenze drenate di L1 ed L2. Non colgono, tuttavia, il profilo di OCR coerente con l'aver eseguito la precarica.

8.4.3. Profilo della velocità delle onde di taglio con la profondità

Al termine della fase di consolidazione isotropa in cella triassiale sono state eseguite misure della velocità delle onde di taglio, Vs.
Anche dalle CPTU è stato stimato un andamento con la profondità delle velocità delle onde di taglio ed in più per la SCPTU109 è stato utilizzato il cono sismico.
Nel diagramma che segue, Fig. 8-7, vengono confrontati i valori misurati in laboratorio con quelli misurati dal cono sismico e con il valore medio ricavato dalle correlazioni delle prove CPTu.

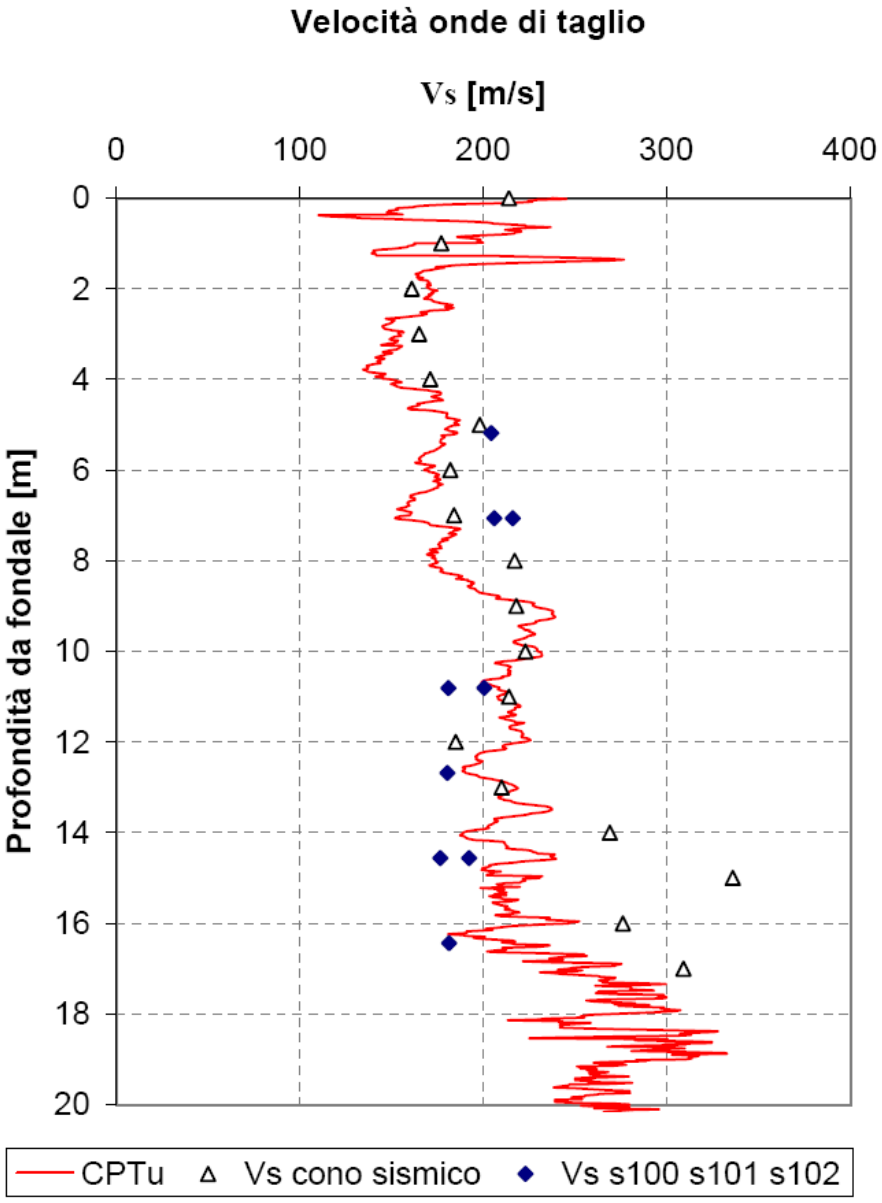


FIG. 8-7 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – MISURA E STIMA DELLE VS DOPO LA PRECARICA

Come si osserva vi è un buon accordo tra tutte le misure della Vs. In generale si può assumere un valore compreso tra i 150 m/s sul fondale e i 210 m/s al letto di L2 fino a 210 m/s a fine prova.

Con riferimento ai singoli livelli deposizionali si può considerare:

LIVELLO	PROFONDITÀ (m dal fondale)	Vs (m/s)
L1	0 – 4	150
L2	4 – 8.5	175
SL	8.5 – 18	220

In termini di media pesata sui 18 metri di spessore si ottiene un valore di V_s pari a:

$$V_s = \frac{150m/s \cdot 4m + 175m/s \cdot 4.5m + 220m/s \cdot 11.5m}{20m} = 196m/s$$

8.5. Misure piezometriche effettuate dopo la precarica

Durante l'iter progettuale si è sempre sostenuto come una possibile causa dello scarso stato di addensamento dei limi potesse essere la presenza di una pressione artesiana nello strato di ghiaia sottostante.

La dissipazione del gradiente idraulico nello strato dei limi porta di fatto ad un decremento delle tensioni verticali efficaci che ha inciso durante la fase di sedimentazione dei limi stessi definendone la scarsa consistenza.

Per questo motivo all'interno del campo prova sono state realizzate due verticali piezometriche ubicate all'interno dei fori di sondaggio S100 ed S101.

Le celle di misura sono state disposte alle seguenti quote assolute:

- Sondaggio S100, trasduttore di pressione 1: -23 m l.m.m. all'interno dello strato di Ghiaia;
- Sondaggio S100, trasduttore di pressione 2: -9 m l.m.m. all'interno dello strato L1;
- Sondaggio S101, trasduttore di pressione 1: -24 m l.m.m. all'interno dello strato di Ghiaia;
- Sondaggio S101, trasduttore di pressione 2: -18.50 m l.m.m. all'interno dello strato SL.

La Fig. 8-8 mostra lo schema di installazione dei piezometri riferendo tutte le quota al piano campagna posto alla +2 m l.m.m.

La Fig. 8-9 che segue mostra il confronto tra la pressione neutra letta dai vari trasduttori, alle varie quote, e la pressione idrostatica riferita al medio mare.

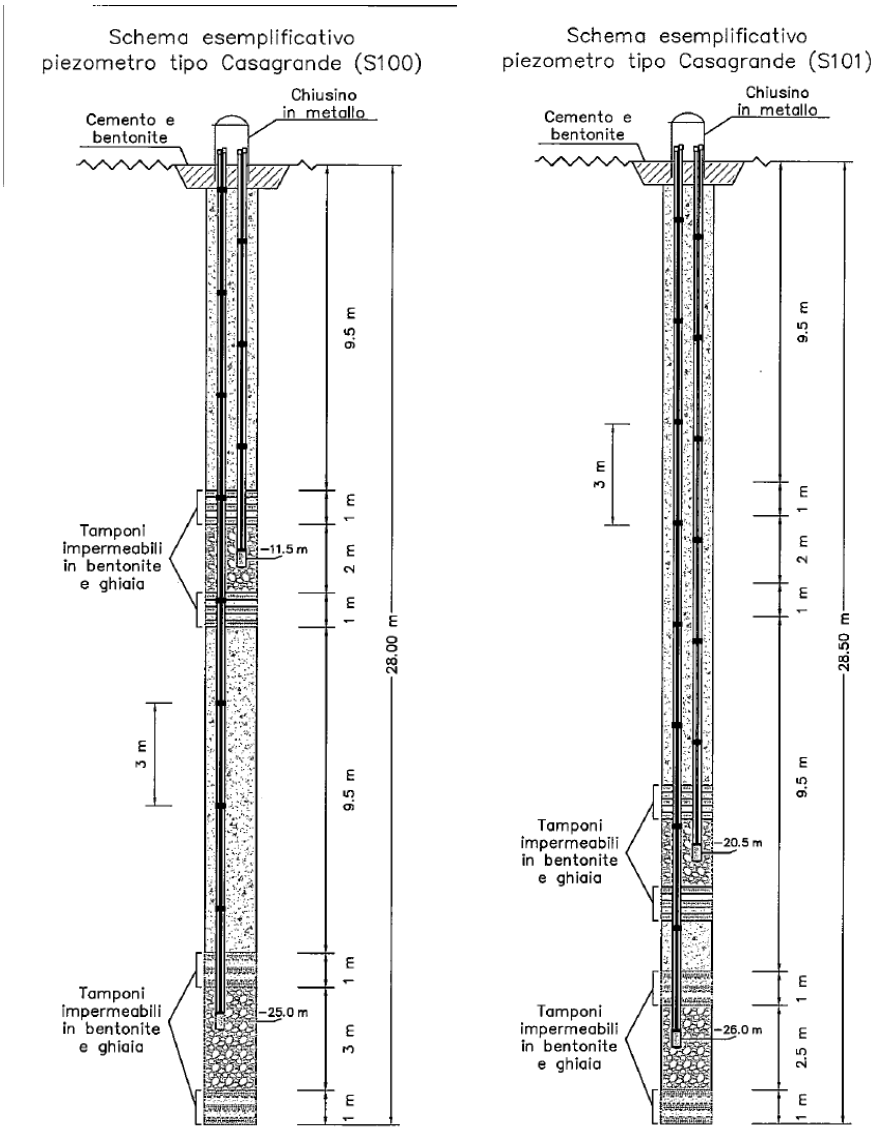


FIG. 8-8 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SCHEMA DI INSTALLAZIONE DEI PIEZOMETRI

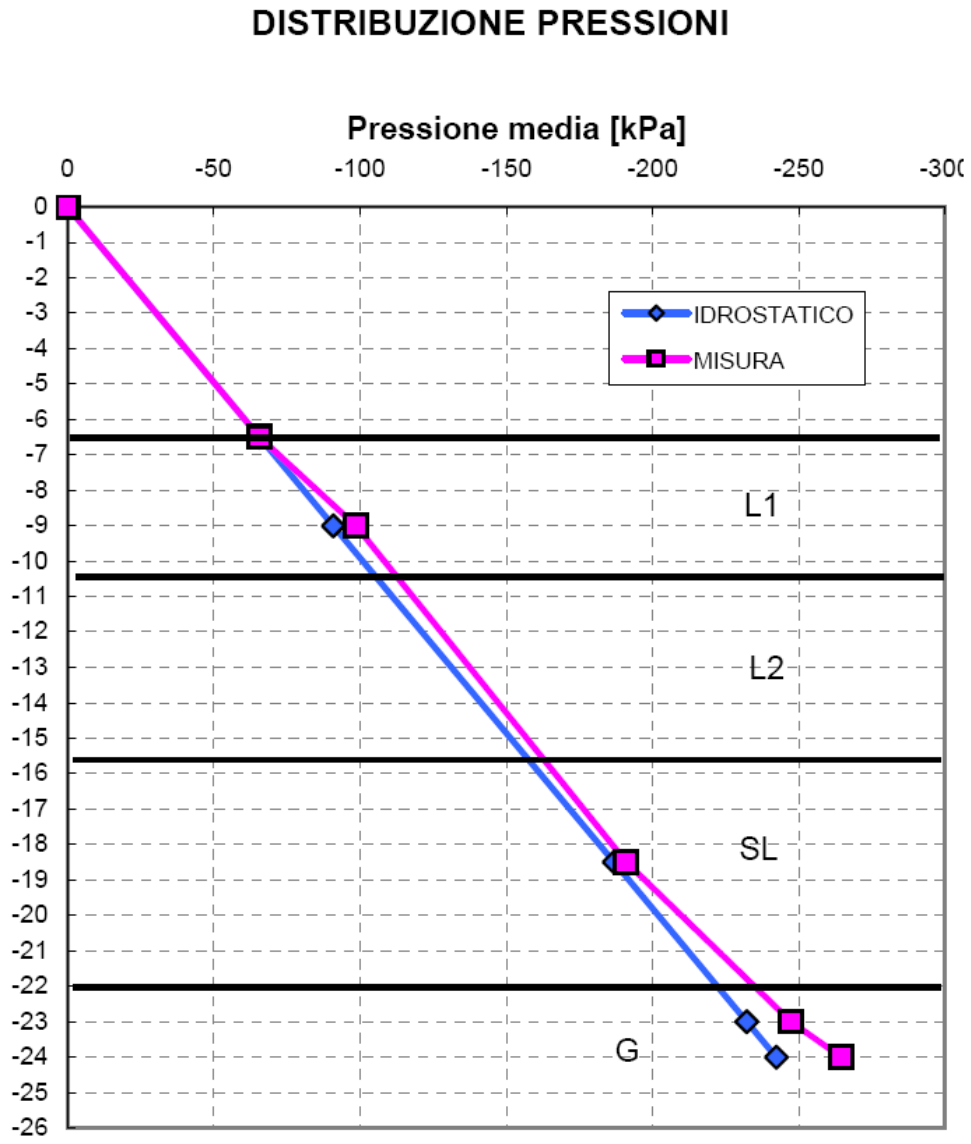


FIG. 8-9 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO TRA PRESSIONE IDROSTATICA E MISURA PIEZOMETRICA

Come si osserva la pressione neutra nello strato di ghiaia è maggiore dell'idrostatica di circa 15-20 KPa, ovvero 1.5-2 metri d'acqua, mettendo in evidenza l'artesianesimo presente. Tale dato misurato si rivela in accordo con le misurazioni effettuate nella campagna dell'ampliamento Pontile Esso – SGI/SIPAC del 1969. L'eccesso di pressione neutra si dissipa man mano che si procede verso il fondale e tuttavia anche nei limi la pressione neutra risulta superiore all'idrostatica.

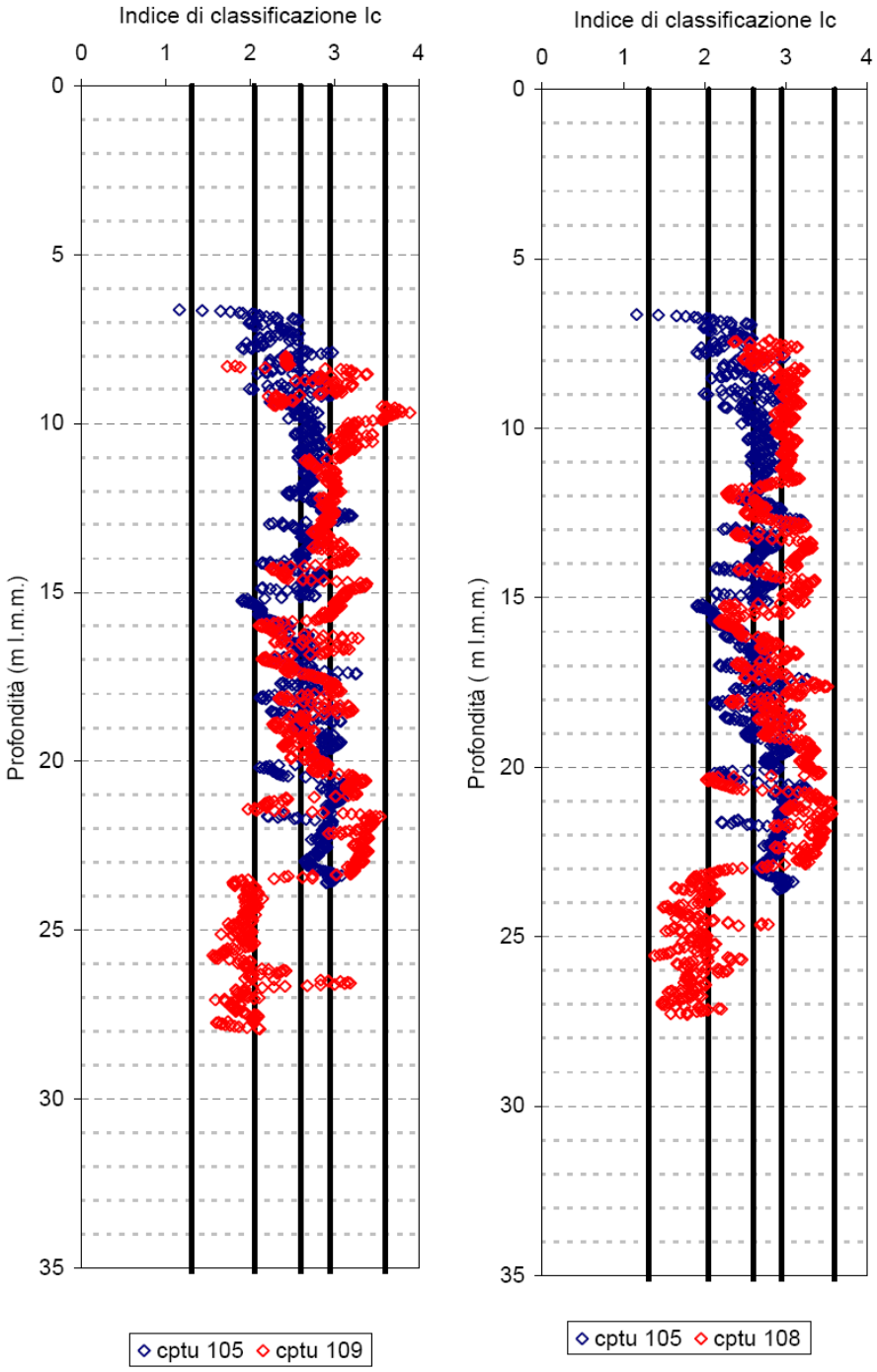
Tali evidenze supportano quindi tutte le considerazioni e le osservazioni fatte nelle precedenti fasi progettuali che vedono l'artesianesimo come una concausa del basso stato di addensamento dei materiali.

8.6. Confronto tra prove prima e dopo la precarica

Con riferimento alla Fig. 8-1 che mostra l'ubicazione planimetrica delle prove penetrometriche prima e dopo la precarica, si riporta nel seguito, il confronto tra le prove CPTU108 e CPTU109 eseguite dopo la precarica e la CPTU105 eseguita prima della precarica.

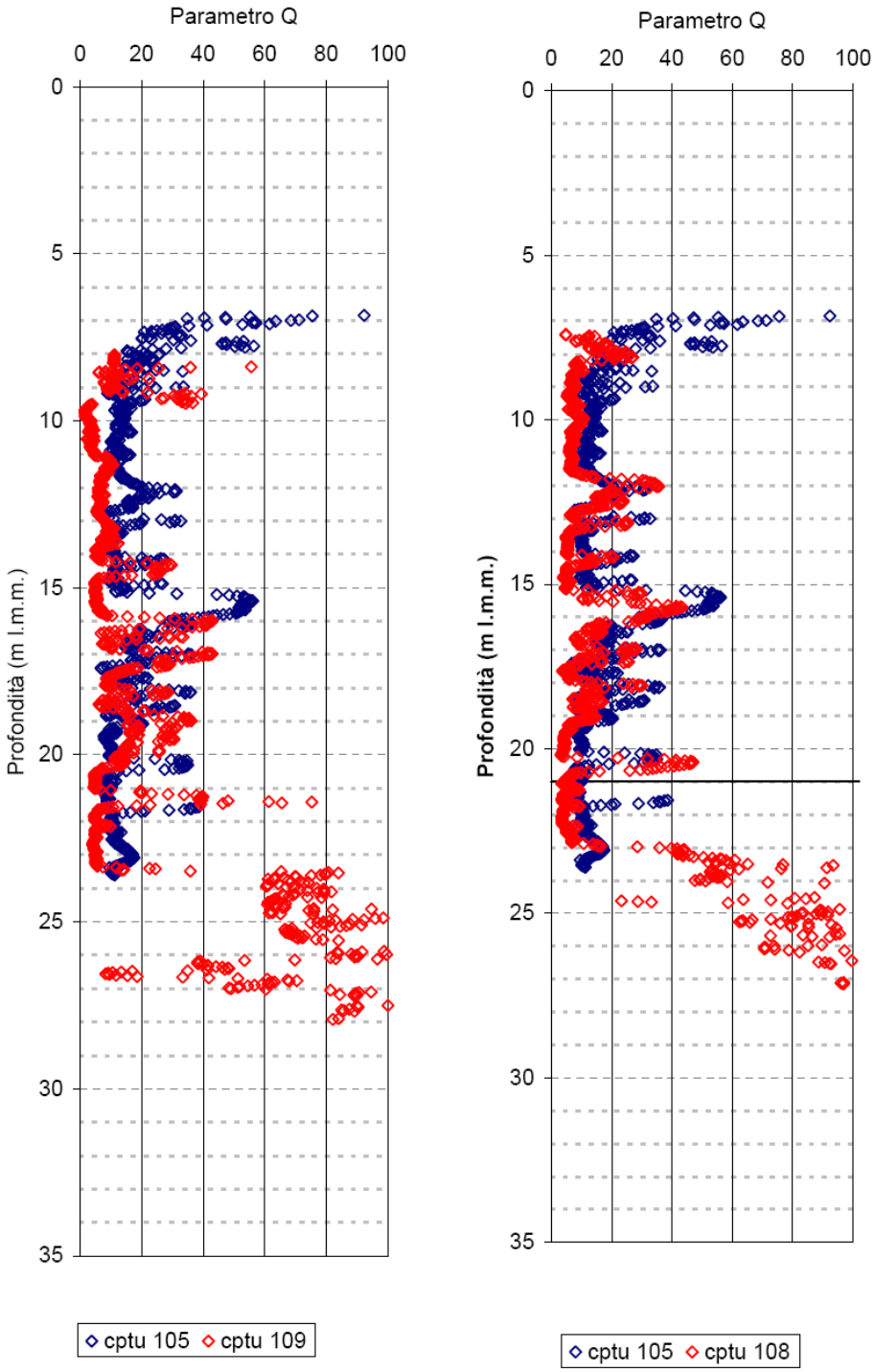
Il confronto viene fatto in termini di:

1) Indice di classificazione, Ic;
2) Parametro Q (resistenza alla punta q_t adimensionalizzata: $Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$);
3) Resistenza alla punta corretta, q_t;
4) Pressione neutra misurata, u;
5) Parametro B_Q (eccesso di pressione neutra adimensionalizzato: $B_Q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}}$).



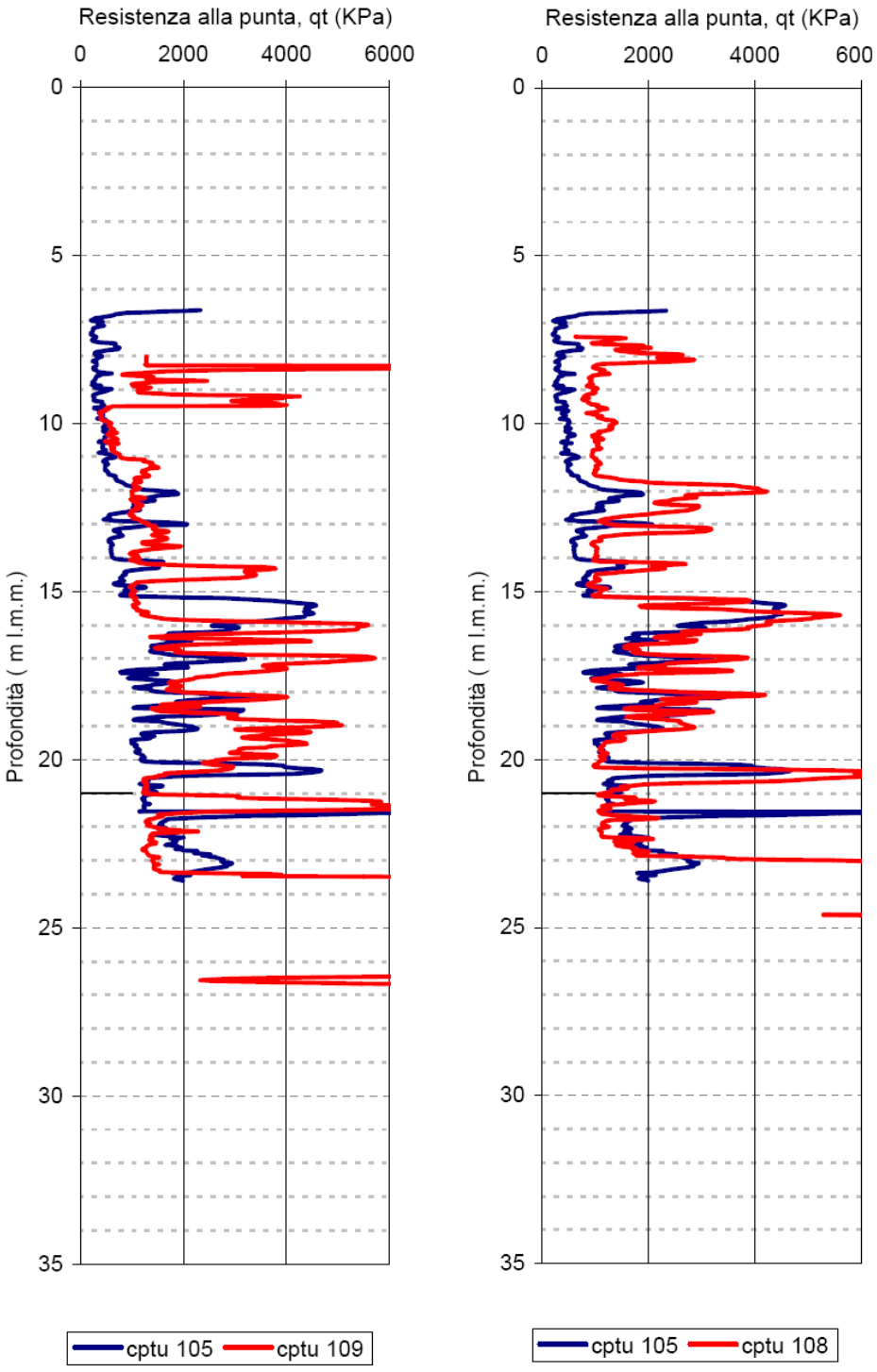
cptu 105 – prima della precarica, cptu 108/109 dopo la precarica

FIG. 8-10 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO DELL'INDICE IC PRIMA E DOPO LA PRECARICA



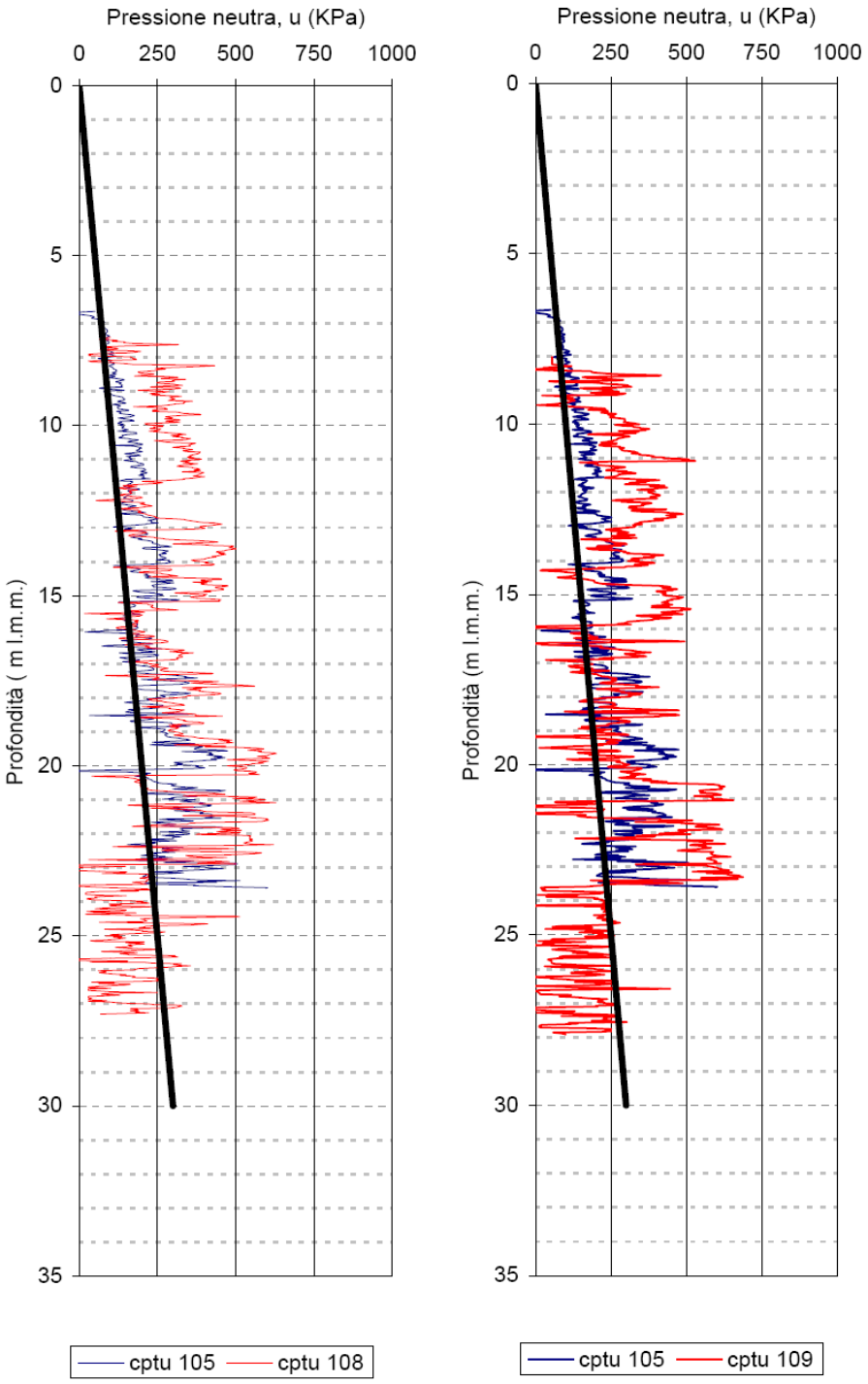
cptu 105 – prima della precarica, cptu 108/109 dopo la precarica

FIG. 8-11 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO TRA PARAMETRO Q PRIMA E DOPO LA PRECARICA



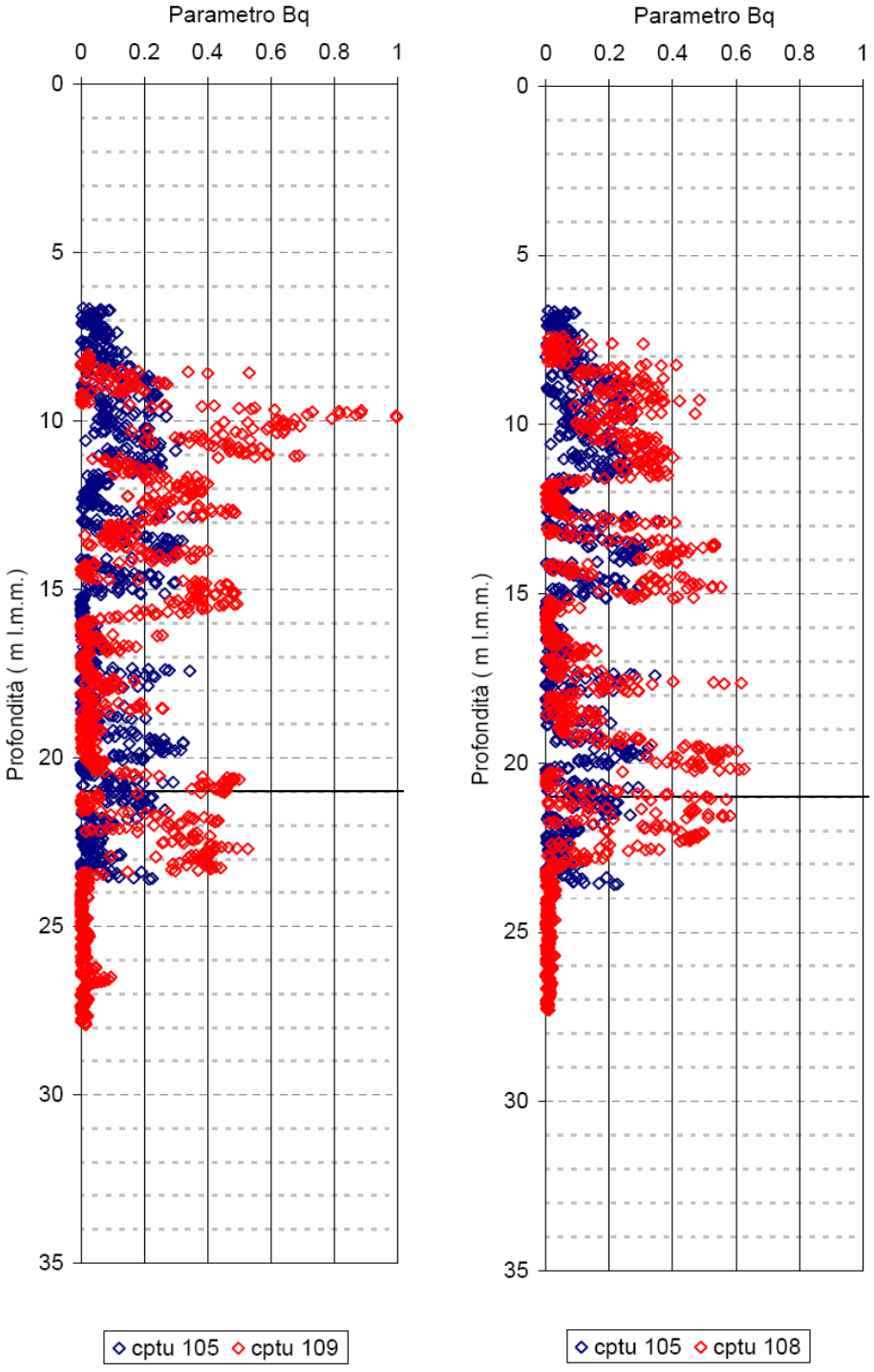
cptu 105 – prima della precarica, cptu 108/109 dopo la precarica

FIG. 8-12 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO TRA RESISTENZA ALLA PUNTA PRIMA E DOPO LA PRECARICA



cptu 105 – prima della precarica, cptu 108/109 dopo la precarica

FIG. 8-13 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO TRA PRESSIONE NEUTRA MISURATA PRIMA E DOPO LA PRECARICA



cptu 105 – prima della precarica, cptu 108/109 dopo la precarica

FIG. 8-14 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO TRA PARAMETRO BQ PRIMA E DOPO LA PRECARICA

Dal confronto tra l'indice Ic prima e dopo la precarica emerge un generale incremento del valore di Ic a seguito della precarica.

Ic riguarda quello che , in letteratura, viene riportato come "soil behaviour" che distingue tra "clay-like soil", "sand-like soil" o "transition soil". Tale comportamento è legato alla risposta più o meno drenata con cui il terreno reagisce al passaggio del penetrometro.

L'incremento di indice Ic testimonia un maggiore sviluppo di sovrappressioni neutre al passaggio del penetrometro, ovvero una riposta maggiormente non drenata rispetto quella ante precarica. L'incremento della pressione neutra misurata è anche testimoniato dalla Fig. 8-13.

A parità di terreno, di penetrometro utilizzato e di velocità di penetrazione, quanto ora discusso va nella direzione di considerare una minore permeabilità del terreno di fondazione dopo la precarica.

In effetti l'addensamento prodotto dalle operazioni di carico e quindi dall'incremento delle tensioni efficaci ha portato ad una riduzione dell'indice dei vuoti che può comportare un decremento della permeabilità.

Il cedimento massimo misurato durante le fasi di carico è dell'ordine di 1 metro che su 9 metri di altezza dei limi implica una deformazione di 0.11.

In termini di riduzione dell'indice dei vuoti tale deformazione corrisponde a Δe=-0.253, ovvero mediamente si passa da e_0 = 1.3 ad e = 1.

Che l'incremento di pressione neutra misurato dopo la precarica nei limi sia superiore a quello prima della precarica è testimoniato anche dal confronto del parametro Bq di Fig. 8-14.

In termini di resistenza alla punta corretta, qt, si riscontra un effettivo incremento di resistenza specialmente nei livelli L1 ed L2, Fig. 8-12.

Tale incremento testimonia l'effettivo maggiore addensamento che i terreni hanno subito a seguito della precarica.

Nelle figure che seguono si riporta il confronto tra le interpretazioni che portano alla valutazione del peso di volume del terreno e della velocità delle onde di taglio fatte prima e dopo la precarica.

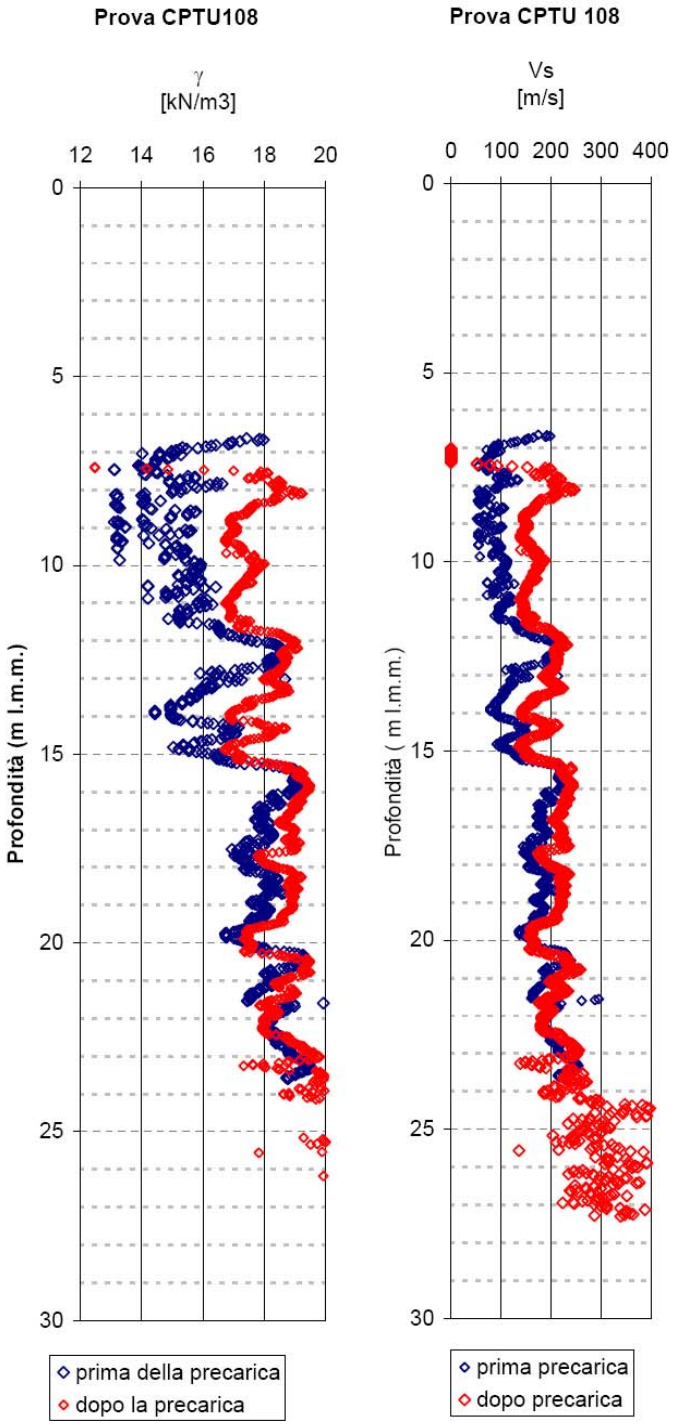


FIG. 8-15 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO PRIMA E DOPO LA PRECARICA PER LA CPTU108

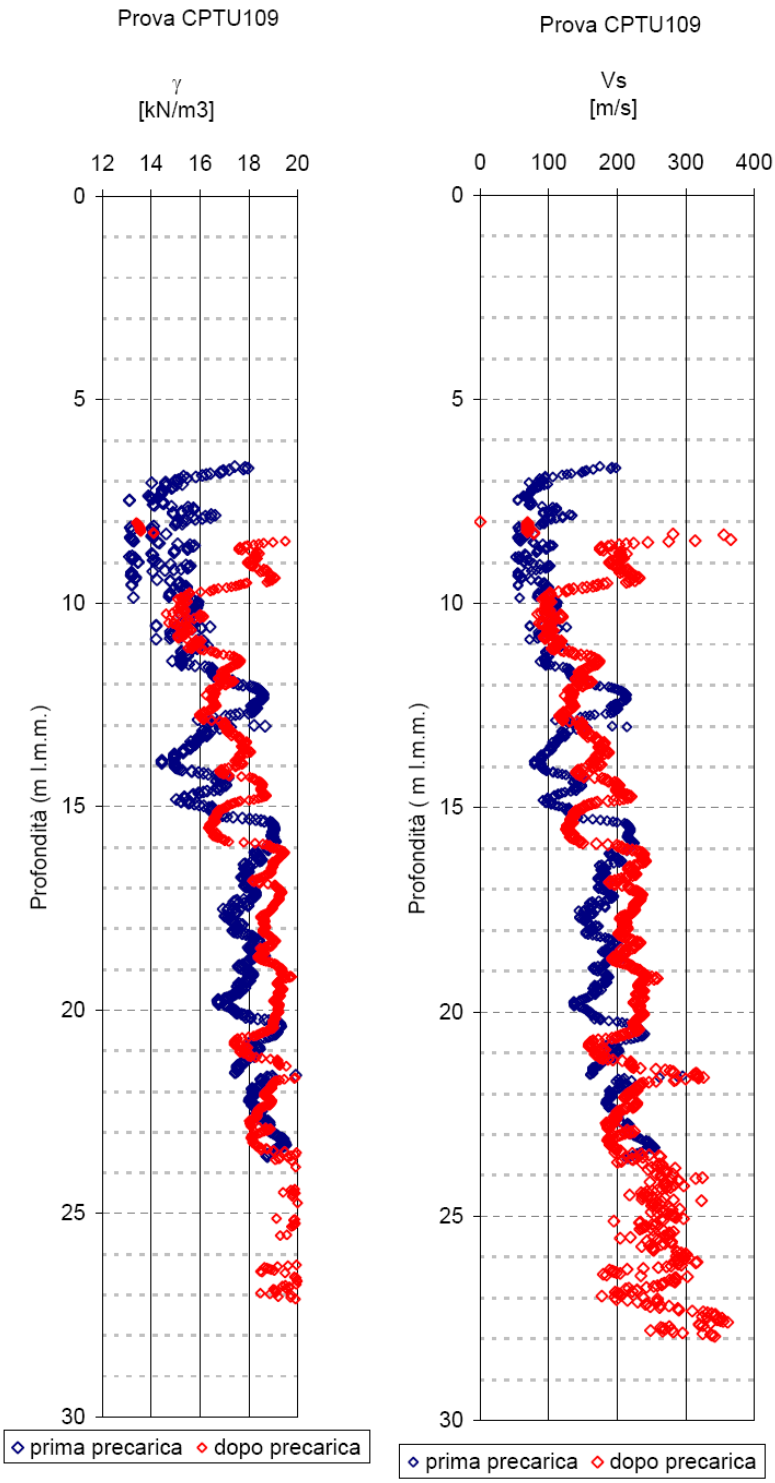


FIG. 8-16 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO PRIMA E DOPO LA PRECARICA PER LA CPTU109

Sia il confronto dei pesi di volume che delle velocità delle onde di taglio fatto prima e dopo la precarica testimoniano l'effettivo addensamento del terreno di fondazione a seguito dell'incremento delle tensioni efficaci conseguente alle operazioni di costruzione del rilevato e della precarica.

8.7. Rigidezza dei terreni di fondazione in funzione del loro grado di mobilitazione

Dal profilo delle velocità delle onde di taglio ricavato tramite le CPTu è possibile ricavare l'andamento del modulo elastico di taglio alle piccole deformazioni, G_{max}.
In particolare:

$$G_{max} = \gamma/g \, V_s^2$$

Essendo γ il peso di volume del terreno e g l'accelerazione di gravità. Il profilo di G_{max} che si ricava è di seguito riportato nei casi prima e dopo la precarica, vd. Fig. 8-17 e Fig. 8-18.
In laboratorio sono poi state eseguite prove in colonna risonante che permettono di valutare il decadimento del modulo con la deformazione di taglio applicata.
Il risultato di tali prove è riportato nelle Fig. 8-19 e Fig. 8-20 . Segue che il modulo elastico corrispondente al livello deformazionale indotto nel terreno dalle opere è ricavabile a partire dal valore di G_{max} ridotto per il coefficiente di decadimento ricavabile dal laboratorio, ξ.

$$G = G_{max} \, \xi.$$

Ovviamente si tiene conto che il grado di mobilitazione per i limi sarà superiore a quello delle sabbie e quindi il valore di G_{max} per L1 ed L2 viene maggiormente abbattuto rispetto a quello di SL.

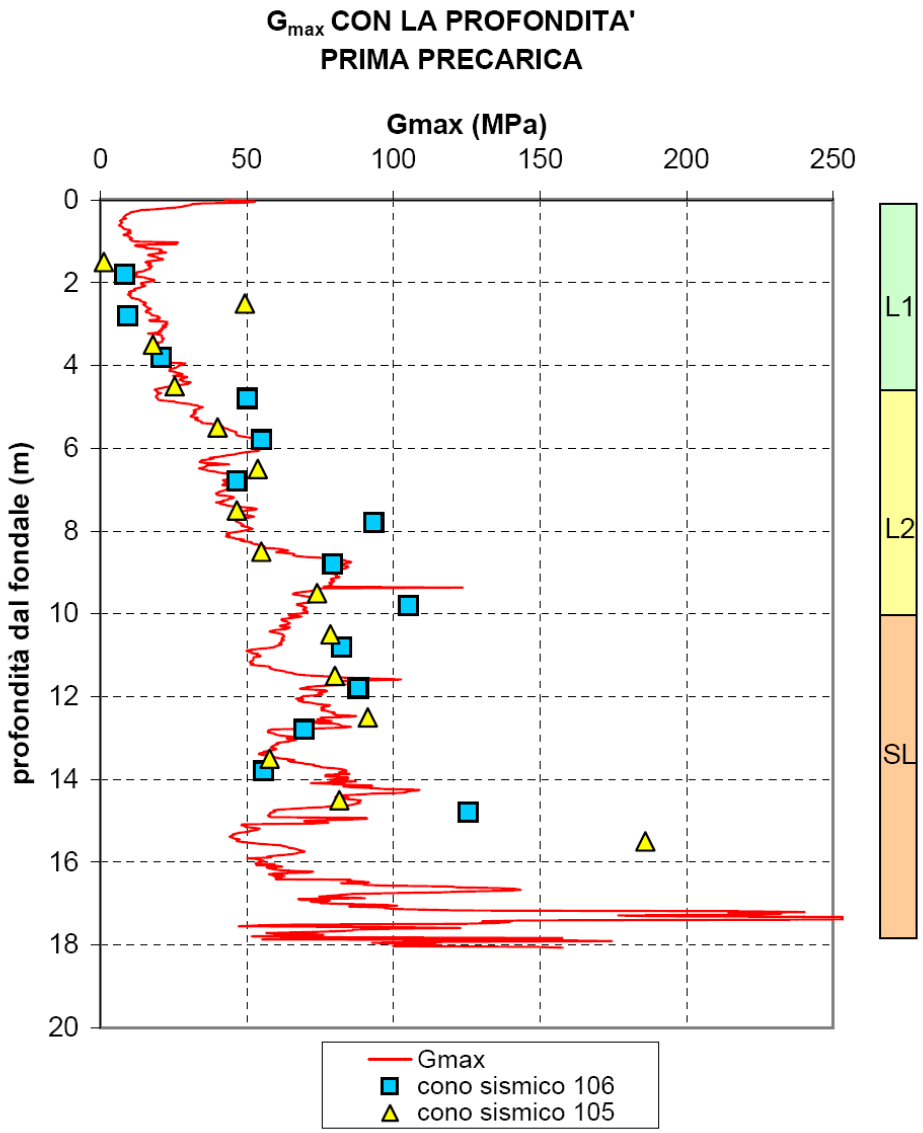


FIG. 8-17 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROFILO DI G_{MAX} CON LA PROFONDITÀ PRIMA DELLA PRECARICA

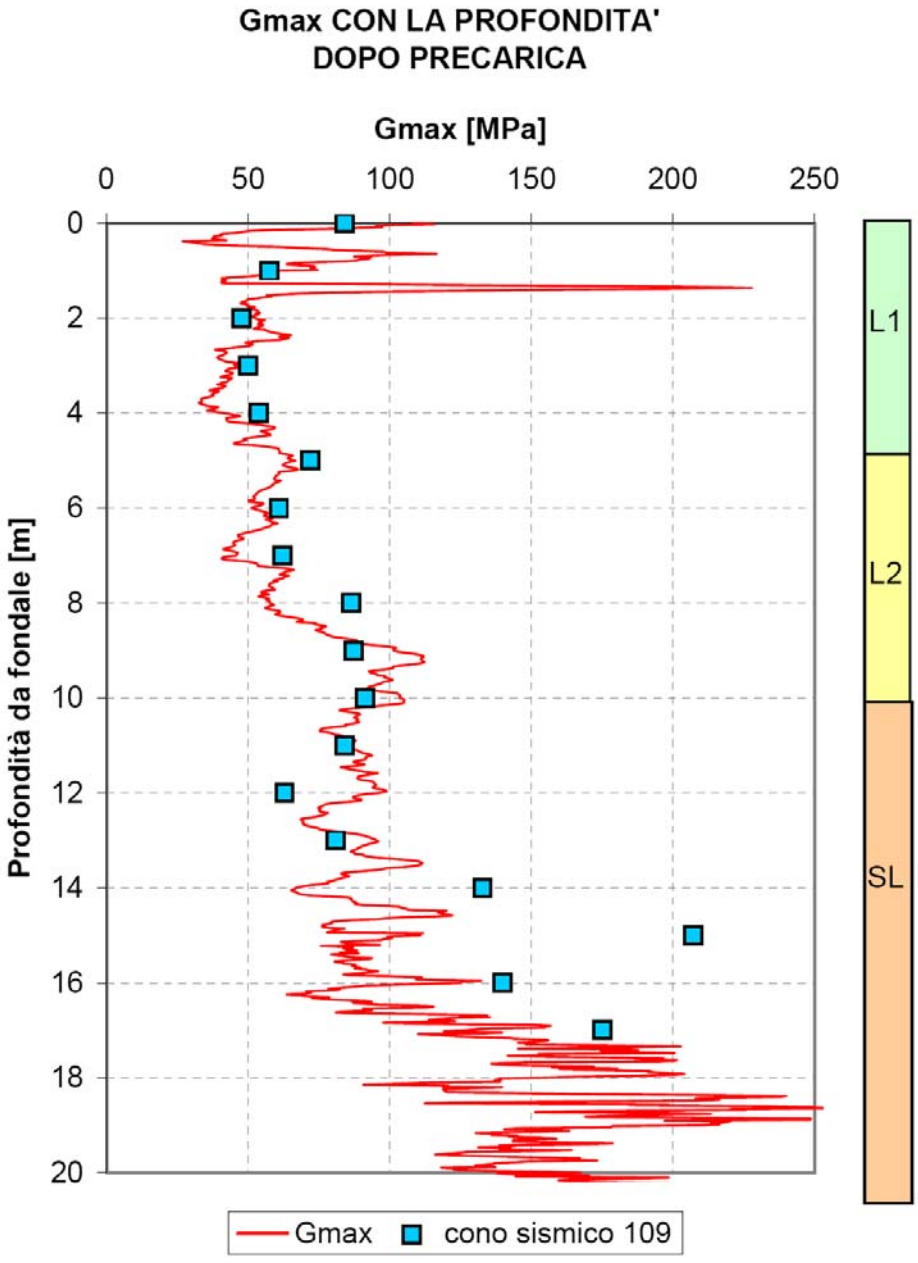


FIG. 8-18 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROFILO DI G_{MAX} CON LA PROFONDITÀ DOPO LA PRECARICA

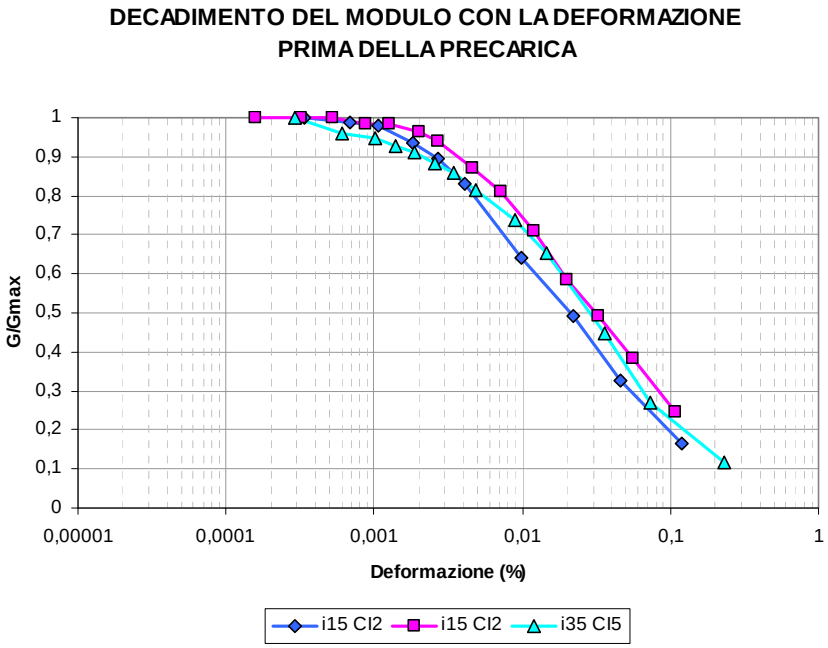


FIG. 8-19 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – DECADIMENTO DEL MODULO CON LA DEFORMAZIONE PRIMA DELLA PRECARICA

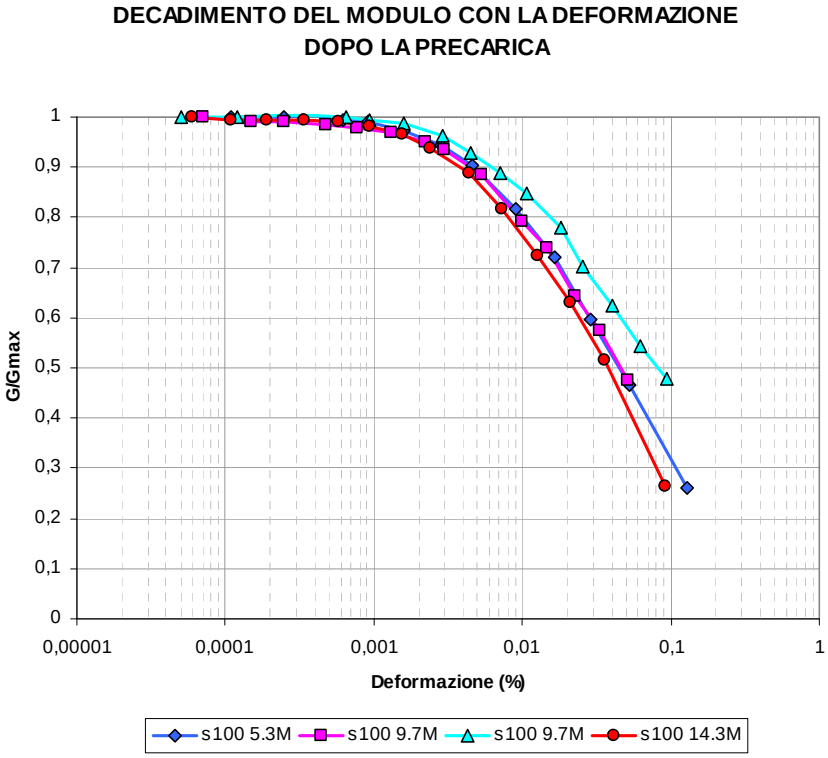


FIG. 8-20 VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – DECADIMENTO DEL MODULO CON LA DEFORMAZIONE DOPO LA PRECARICA

Con riferimento al terreno naturale si ha:

Livello	G_{max} (MPa)
L1	15
L2	50
SL	75

A valle dell'incremento tensionale dato dalla precarica si ha invece:

Livello	G_{max} (MPa)
L1	50
L2	75
SL	80

In effetti il maggiore addensamento del terreno di fondazione conseguente l'incremento degli sforzi efficaci a valle della precarica trova riscontro evidente anche nei valori di modulo elastico misurato.
L'incremento di rigidezza maggiore è nei limi, dove maggiore è anche l'incremento tensionale, ma anche nelle sabbie è ben visibile l'aumento di rigidezza.
Le misure di decadimento del modulo elastico sono tra loro abbastanza congruenti portando ad ottenere un valore del coefficiente ξ, in corrispondenza ad una deformazione dello 0.1%, variabile tra 0.2 e 0.3.

9. CAMPO PROVA AREA RILEVATO: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA PRELIMINARE DERIVANTE DALLE PROVE DI LABORATORIO ED IN SITO

A questo punto dell'esposizione si ritiene di poter dare qualche indicazione di sintesi delle prove in posto e di laboratorio in termini di caratterizzazione dei terreni di fondazione.

Le prove di classificazione hanno confermato la presenza nei primi 9 metri dal fondale di strati limoso - sabbiosi, con una maggior presenza di sabbia nei primi 3-4 metri circa. Al di sotto dei limi si trova lo strato di sabbia limosa che mostra uno spessore variabile tra 4 e 7 metri. In taluni casi si evidenzia la presenza di lenti più limose. Oltre mediamente i 23- 24 m l.m.m. si riscontra invece la comparsa di uno strato ghiaioso in cui le prove CPT vanno a rifiuto, mostrando infatti un notevole incremento della resistenza alla punta. La successione stratigrafica è riassunta nella Tab. 9-1.

TAB. 9-1 - VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - STRATIGRAFIA DI PROGETTO

VADO LIGURE – PROGETTO DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE STRATIGRAFIA MEDIA DI PROGETTO		
Spessore medio (m)	Strato	Note
4.1	L1	Limo debolmente sabbioso e debolmente argilloso. Lo spessore è variabile tra 2.2 e 5.5 m.
5.0	L2	Limo debolmente sabbioso con meno argilla di L1. Lo spessore medio è abbastanza costante su tutta l'area.
4.3	SL	Strati alternati di spessore variabile di sabbie più o meno limose. A luoghi lo strato può contenere sottolivelli di limo sabbioso. Lo spessore localmente ha valori più alti, compresi tra 8 e 15 m. Verso la costa lo spessore di SL cresce a valori anche maggiori di 30 m.
2÷20	G	Ghiaia con sabbia e poco limo. Spessore variabile che incrementa notevolmente verso mare.
Indefinito	A	Argilla compatta pliocenica. E' assente a ridosso della costa.

L'interpretazione delle prove di laboratorio presentata nei capitoli precedenti porta alla seguente caratterizzazione dei terreni di fondazione:

TAB. 9-2 - VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - CARATTERIZZAZIONE DA PROVE IN SITO E DI LABORATORIO DEL CAMPO PROVA

Livello	γ (KN/m3)	OCR	Kv Kh (m/s)	Cv (m2/s)	ϕ' (°)	E*		G_{max} (MPa)	λ* κ*	CR RR	K0
						m (MPa)	n (-)				
L1	16	5	$6\ 10^{-9}$ $3\ 10^{-8}$	$5\ 10^{-6}$	33	1.5	0.75	15	0.35 0.029	0.14 0.010	0.5
L2	17	1	$5\ 10^{-9}$ $3\ 10^{-8}$	$2\ 10^{-5}$	32	1.5	0.75	40	0.35 0.029	0.17 0.013	0.5
SL	18	1	10^{-7}	-	32	30	0.60	70	-	-	0.5

Tale caratterizzazione è da considerarsi un punto di partenza per le successive analisi che riguardano le misure di cedimento raccolte durante l'esecuzione dei lavori.

10. COSTRUZIONE DELL'AREA CAMPO PROVA RILEVATO: RUOLO DELLO STRATO DI BONIFICO

L'area di progetto è suddivisa tra area rilevato ed area a giorno su cassoni. Il rilevato è costituito da tout-venant con diametro massimo 300 mm e i cassoni sono imbasati su uno scanno da 2-300 kg di pezzatura.

Da un punto di vista costruttivo è previsto di interporre tra i materiali ora descritti ed il limo del terreno naturale uno strato di ripartizione definito nel progetto come Bonifico.

Lo scopo dello strato di ripartizione è di fornire una transizione granulometrica tra terreno naturale ed i materiali da costruzione più grossolani. L'obiettivo è evitare che vi sia una compenetrazione tra i materiali da costruzione ed il terreno naturale in quanto la compenetrazione implica la rottura del terreno di fondazione e tale circostanza è da evitare assolutamente.

La granulometria del bonifico è dunque stata fissata in funzione della granulometria del terreno naturale e del tout-venant o dello scanno.

Le granulometrie dei materiali sono riportate nell'allegata tavola 50 e di seguito richiamate: in rosso è evidenziato il fuso di progetto, mentre in nero le curve granulometriche dei materiali utilizzati.

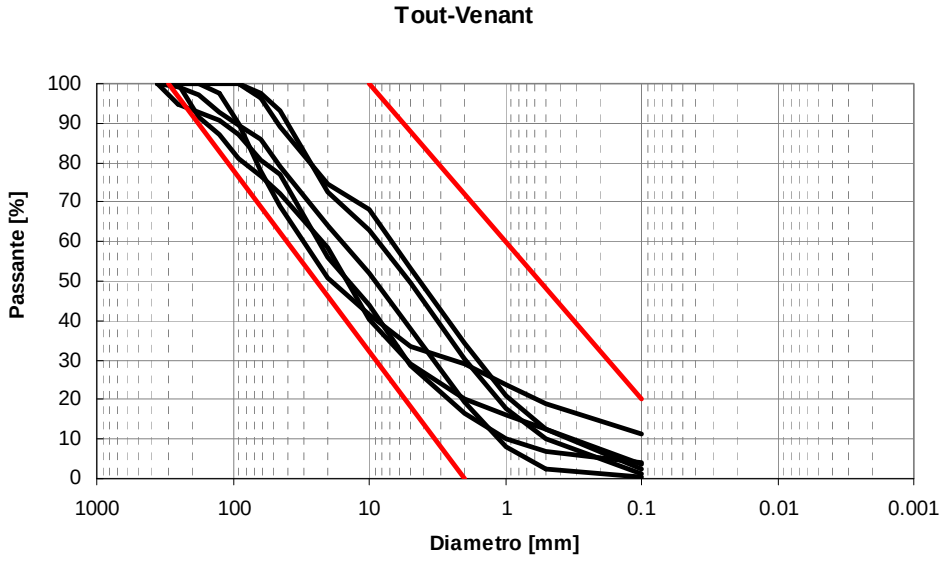


FIG. 10-1 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO TRA LA GRANULOMETRIA DEL TOUT VENANT UTILIZZATO ED IL FUSO DI PROGETTO

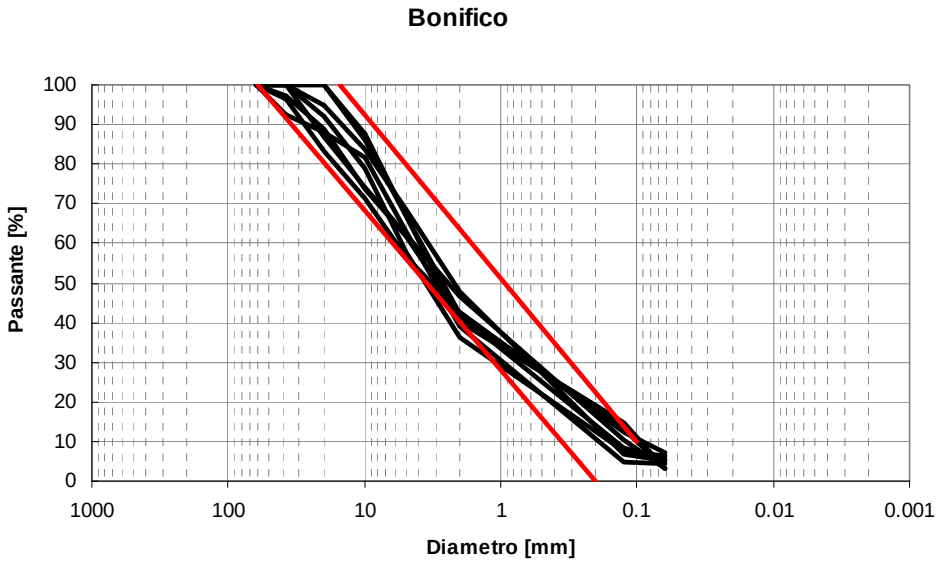


FIG. 10-2 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CONFRONTO TRA LA GRANULOMETRIA DEL BONIFICO UTILIZZATO ED IL FUSO DI PROGETTO

Una volta introdotto lo strato di ripartizione l'interfaccia che resta critica e da verificare per la compenetrazione è quella tra bonifico e materiale naturale, ovvero l'interfaccia costituita dal fondale naturale.

Va dunque chiarito come si sia comportata l'interfaccia bonifico-limo in termini di presenza o meno della compenetrazione.

A tal fine sono state esaminate le cassette catalogatrici contenenti le carote estratte dai sondaggi eseguiti dal rilevato alla +2.0.

Nel seguito si riportano le fotografie delle cassette con evidenziata la posizione dell'interfaccia data dal fondale originale per i sondaggi S101 ed S102, il sondaggio S100 trova immediatamente il terreno naturale senza dare quindi la possibilità di individuare l'interfaccia col bonifico.

Si fa notare come l'interfaccia tra bonifico e terreno naturale sia ben definita: è ben evidente infatti la differenza nel colore tra bonifico, più chiaro, e terreno naturale, più scuro, vd. Fig. 10-4. Nella Fig. 10-3 la fotografia è stata fatta qualche giorno dopo l'esecuzione del sondaggio ed il terreno naturale risulta avere un colore più chiaro, in ogni modo l'interfaccia resta ben visibile.



FIG. 10-3 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SONDAGGIO S101 - INTERFACCIA BONIFICO/TERRENO NATURALE



FIG. 10-4 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SONDAGGIO S102 - INTERFACCIA BONIFICO/TERRENO NATURALE

Si ha avuto, quindi, l'evidenza della non compenetrazione tra materiali rimarcando ancora una volta che con compenetrazione si intende il fenomeno conseguente alla rottura del terreno naturale per effetto delle operazioni di versamento ed il conseguente mescolamento tra materiale versato e terreno naturale nella zona in cui è avvenuta la rottura.
Il bonifico è stato messo in opera con grappo pertanto si sono limitate al massimo le eventuali sovrappressioni neutre collegate alle attività di versamento del materiale stesso e conseguentemente le rotture nel terreno. Il metodo di posa in opera si è quindi rivelato valido.
Che non vi siano stati fenomeni di rottura locale o globale nel terreno di fondazione è anche ben documentato dai rilievi multibeam eseguiti durante le varie fasi costruttive.
Fatta eccezione per la mareggiata occorsa nel novembre 2011 che ha portato all'erosione di parte del bonifico, i rilievi hanno sempre mostrato sagome regolari dei rilevati anche sotto l'azione del massimo carico imposto al terreno durante la fase di precarica. A tal proposito si rimanda alle tavole allegate dove in planimetria e sezione si può osservare quanto ora descritto.

11. COSTRUZIONE DELL'AREA CAMPO PROVA RILEVATO: ANALISI DELLE MISURE TOPOGRAFICHE

11.1. Generalità

Le misure topografiche relative al campo prova possono essere suddivise in due gruppi:

1) Misure dei capisaldi installati sulla pista di accesso all'area di precarica;
2) Misure delle piastre assestimetriche, profilometri e inclinometri, relative all'area di precarica in senso stretto.

Le misure del primo gruppo si riferiscono a capisaldi topografici posizionati in asse alla pista e protetti all'interno di pozzetti realizzati con tubi in calcestruzzo centrifugato. La mira topografica è rappresentata da un tondino d'armatura infisso nel terreno ad una profondità di circa 50 cm dal piano di passaggio dei mezzi di cantiere.

Le misure del secondo gruppo, invece, sono relative a due sottogruppi di piastre assestimetriche: le prime installate sul tetto del bonifico alla -3.50 m l.m.m. e le seconde alla +1.0 m l.m.m.

Le misure delle piastre assestimetriche alla -3.50 sono affiancate da quelle dei profilometri installati sul tetto del bonifico.

A queste misure di cedimento verticale sono affiancate le misure di spostamento orizzontale tramite due inclinometri, i/15 ed i/35.

Le figure che seguono mostrano l'ubicazione in planimetria ed in sezione di tutta la strumentazione ora descritta.

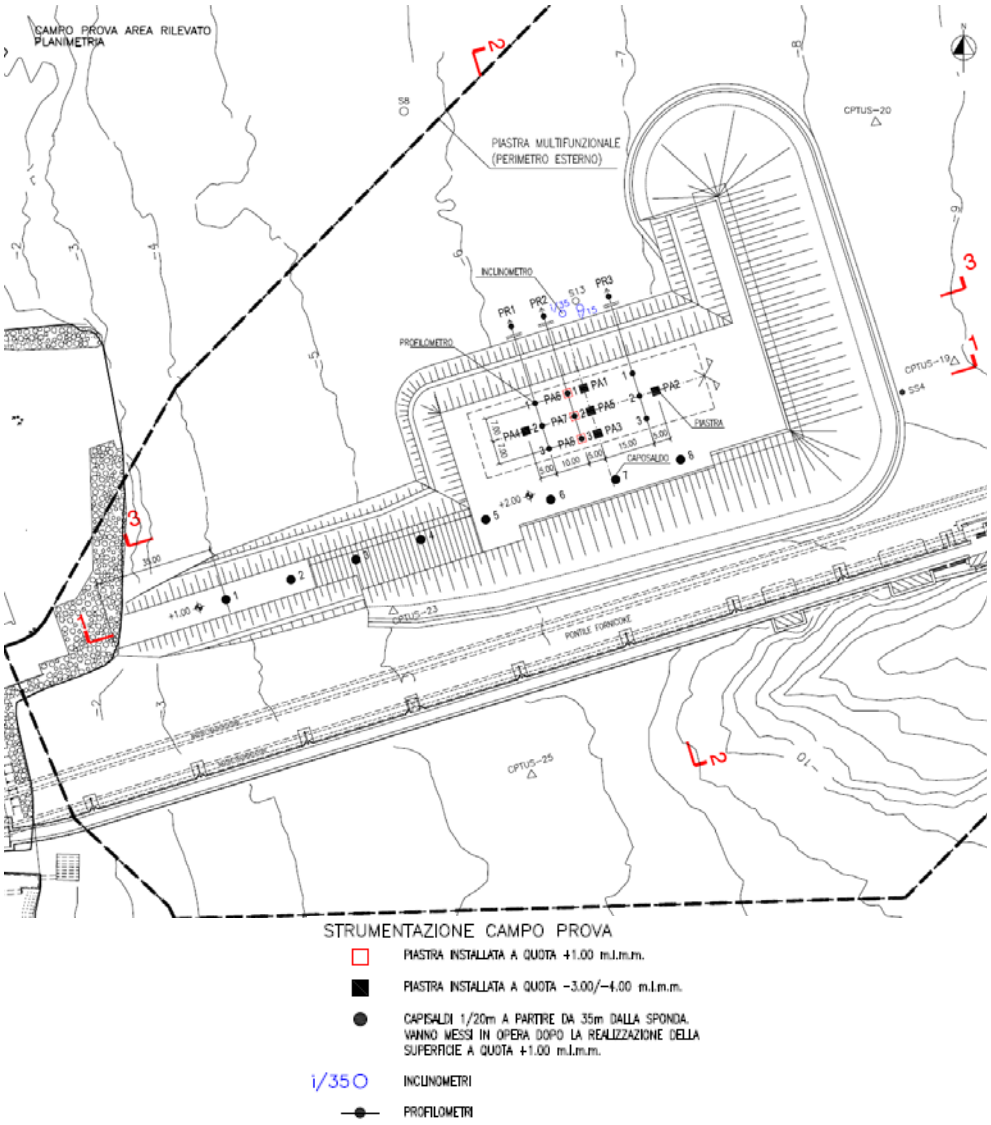


FIG. 11-1 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – UBICAZIONE STRUMENTAZIONE

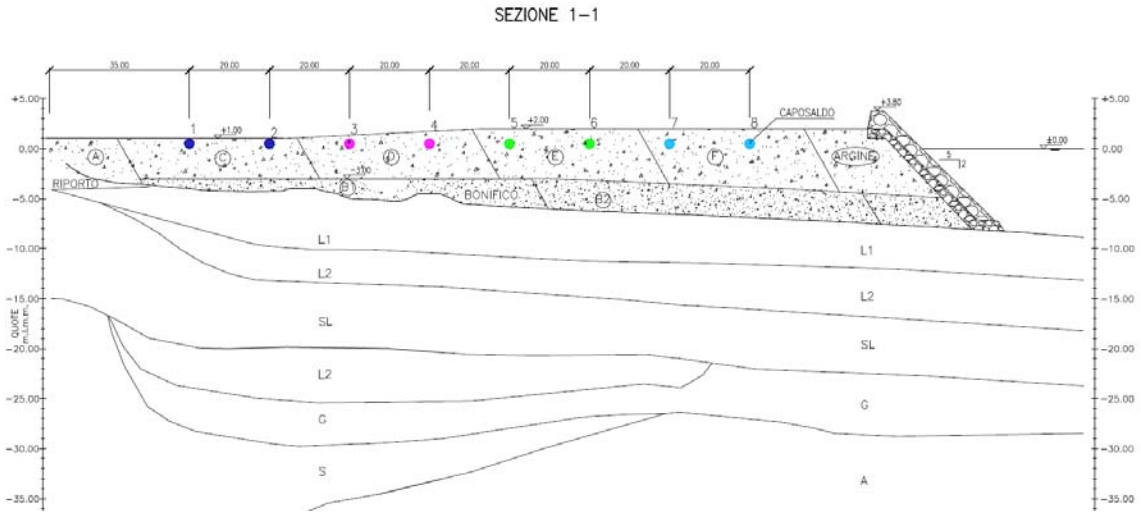


FIG. 11-2 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – CAPISALDI TOPOGRAFICI – SEZIONE

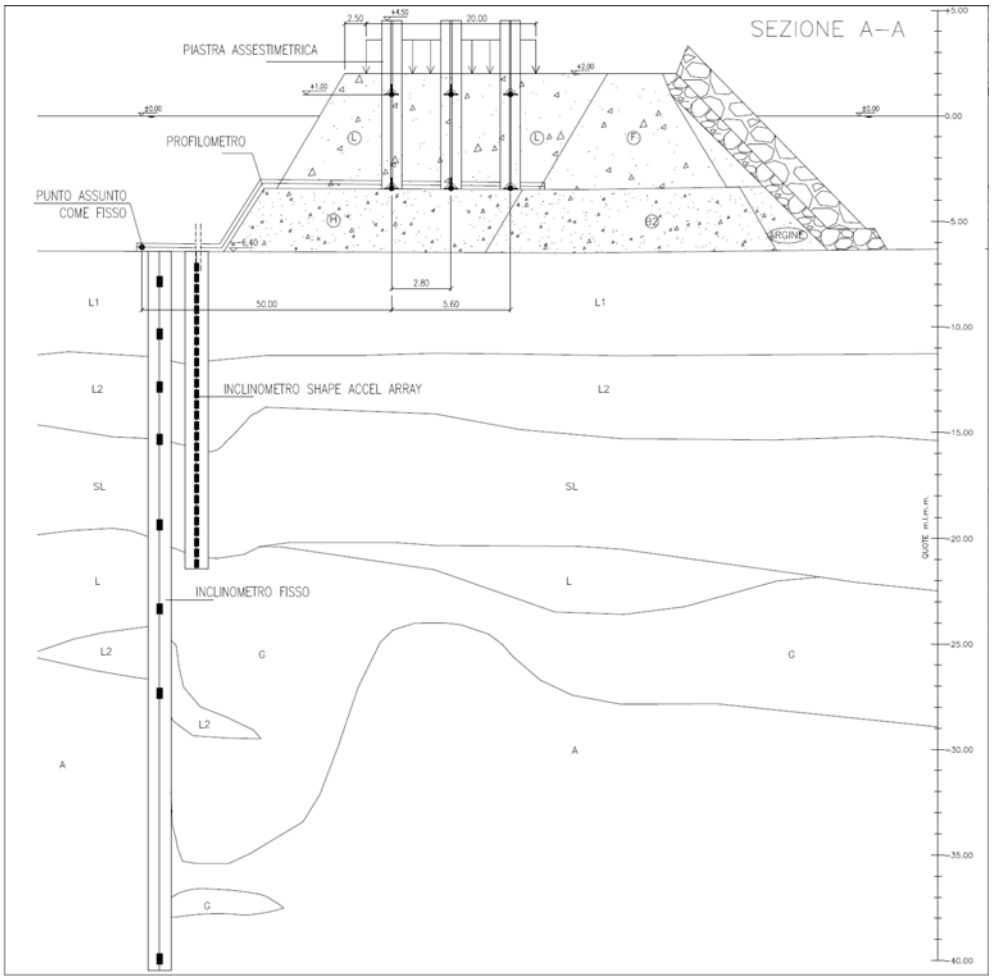


FIG. 11-3 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA RILEVATO – STRUMENTAZIONE – SEZIONE

Nei paragrafi che seguono si presentano e si commentano le misure di cedimento effettuate con riferimento alla pista di accesso e all'area di precarica.

11.2. Pista di accesso: capisaldi topografici

Le tavole 66 e 67 allegate alla presente relazione riportano per ciascun caposaldo:

1) la fotografia del pozzetto con all'interno il punto di misura;
2) la posizione planimetrica del caposaldo;
3) il diagramma cedimento-tempo misurato e riportato in scala semilogaritmica.

Nel seguito si riporta invece il diagramma cedimento-tempo misurato in scala aritmetica.

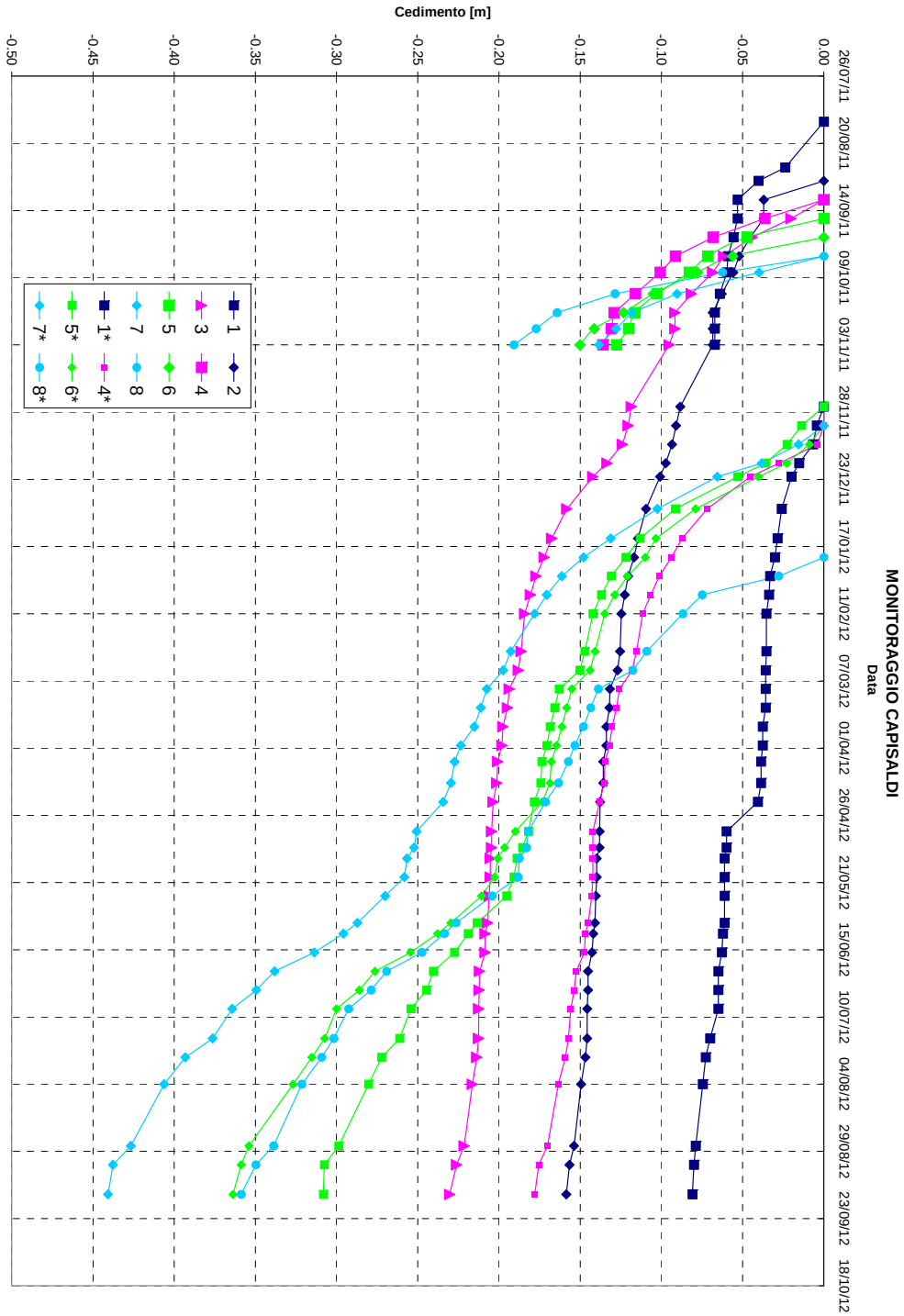


FIG. 11-4 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – MISURE DI CEDIMENTO NEL TEMPO RELATIVE AI CAPISALDI SULLA PISTA DI ACCESSO

Osservando le misure relative al monitoraggio dei capisaldi predisposti lungo la pista di accesso all'area di precarica e tenendo come riferimento la descrizione del cronogramma lavori riportata nelle tavole allegate e descritte al capitolo 4, si possono fare le seguenti osservazioni:

- Sono previsti due capisaldi per ciascuno dei quattro conci di tout-venant (C,D,E,F). Ciascuna coppia è previsto venga messa in opera al termine della costruzione del tratto di appartenenza e quindi ogni coppia misura il cedimento relativo al residuo di consolidazione dovuto alla costruzione del concio stesso, nonché il cedimento indotto per la realizzazione del tratto successivo;
- Il concio C è stato realizzato in un tempo molto più lungo degli altri conci, poco più di un mese contro i 10/15 giorni degli altri, ed infatti i relativi capisaldi, 1 e 2, misurano un cedimento nettamente inferiore. Questo perché il cedimento di consolidazione relativo a tale concio era ormai già stato quasi esaurito durante il mese di costruzione.
- Si osserva inoltre sia per il caposaldo 1 che per il 2, l'effetto del cedimento indotto dalla costruzione del tratto di rilevato successivo. Guardando infatti il caposaldo 1, in data 29 agosto, il cedimento sembrerebbe ormai esaurito, mentre subito dopo cambia pendenza e cede altri 3 cm. Questo è l'effetto della costruzione del tratto D. Questo è anche evidente nel caposaldo 2 che mostra subito un netto cedimento, proprio legato alla costruzione del vicino tratto D e poi si assesta sulla coda della consolidazione.
- Appena prima della mareggiata quindi sia il caposaldo 1 che il 2 mostrano una curva praticamente piatta, indicando il termine della consolidazione del tratto C. Escludendo quindi l'effetto del cedimento indotto dalla costruzione di D, la consolidazione di C dura pressoché 1.5 mesi.
- Tutti gli altri capisaldi mostrano cedimenti maggiori di 1 e 2. In particolare il caposaldo 8 mostra un cedimento superiore ai precedenti in quanto è quello in corrispondenza del tratto di rilevato a maggior spessore.
- Osservando il caposaldo 3 si nota come il tempo di consolidazione sia di circa 40 giorni. Questo è in accordo con il basso cedimento residuo del caposaldo 1, per il quale infatti i cedimenti erano già stati per lo più sviluppati durante il mese di costruzione. Appena prima della mareggiata infatti la curva di cedimento è pressoché piatta, indicando l'avvenuto esaurimen-

to dei cedimenti. I capisaldi da 5 a 8, che sono relativi a tratti costruiti successivamente, devono ancora raggiungere il 100% della consolidazione, pur avendo però già sviluppato la maggior parte di questa.

- Per i capisaldi 4 e 5, tra il 28 ottobre ed il 3 novembre, si osserva un leggero incremento di pendenza, che è legato alle iniziate attività di versamento del tratto G di bonifico nelle loro immediate vicinanze.
- I capisaldi 2 e 3, gli unici non rimossi dalla mareggiata, mostrano un incremento di cedimento, dopo di essa. Questo perché a partire dal 13 di novembre sono iniziate le attività di ripristino del materiale rimosso, nei tratti D, E ed F. Questa aggiunta di materiale ha quindi comportato l'incremento di cedimento misurato dopo la mareggiata.
- Dopo il 3 dicembre i cedimenti di 2 e 3 sembrerebbe debbano appiattirsi, mentre invece mostrano un nuovo incremento di pendenza. Questo è da attribuire all'inizio della posa dei massi della scogliera previsti per il causeway, proprio a partire da tale data.
- Allo stesso modo i cedimenti misurati dai capisaldi 1, 4, 5, 6, 7, 8 ripristinati sono da attribuire al cedimento indotto dal nuovo materiale ripristinato nei diversi conci, nonché all'effetto della posa della scogliera.

Ad oggi quindi le misure registrate nei diversi capisaldi risultano in accordo con quelle che sono state le attività di lavorazione eseguite nell'area.

11.3. Area di precarica: piastre assestimetriche, profilometri e inclinometri

Si riportano, nelle figure che seguono, le misure di cedimento nel tempo, correlate all'andamento dei carichi nel tempo per:

1. Piastre assestimetriche, Fig. 11-5;
2. Profilometri, Fig. 11-6.

Le Fig. 11-7 e Fig. 11-8 riportano invece le misure degli inclinometri nel tempo.

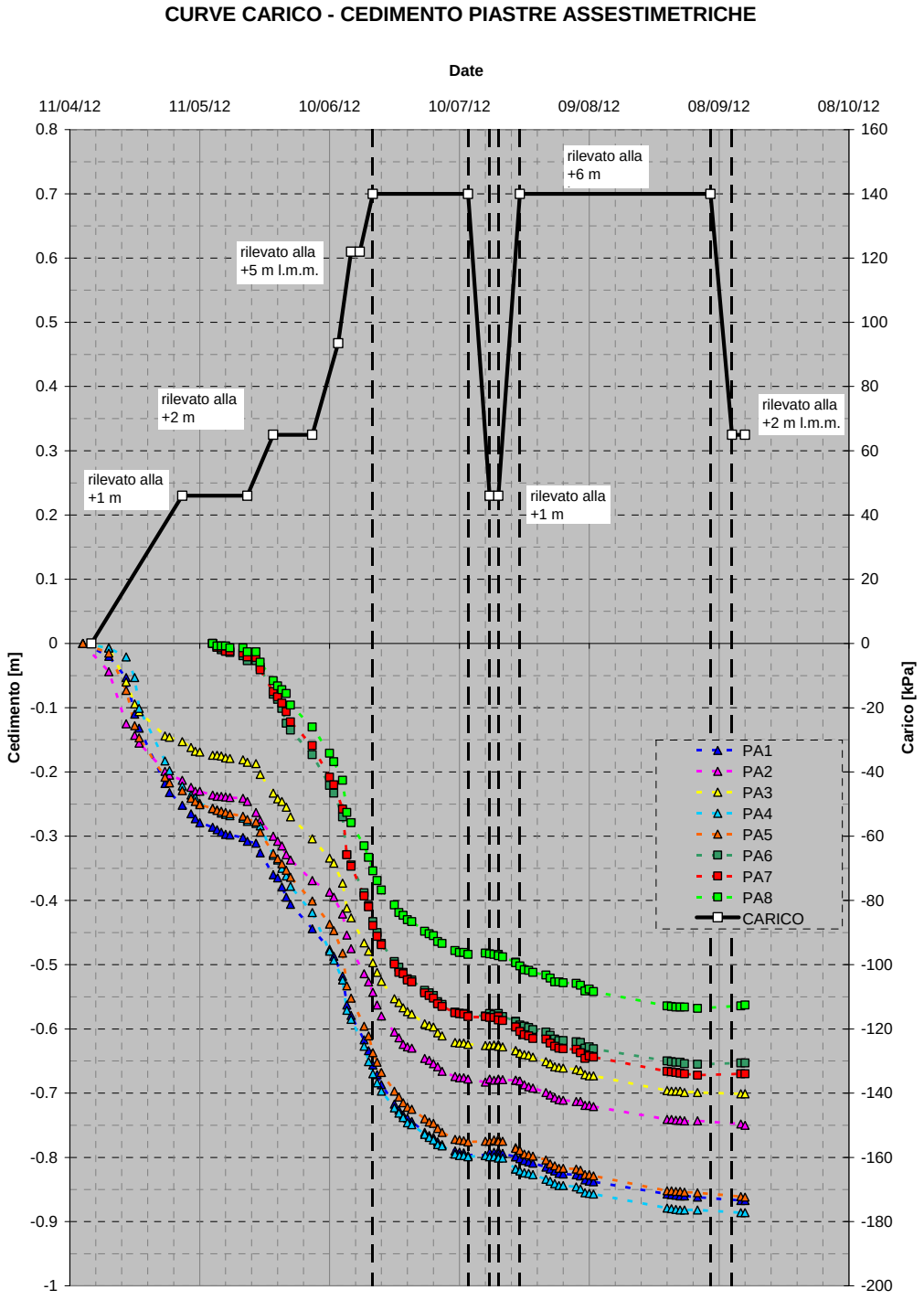


FIG. 11-5 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – DIAGRAMMA CARICO-TEMPO E CEDIMENTO-TEMPO RELATIVO ALLE PIASTRE ASSESTIMETRICHE

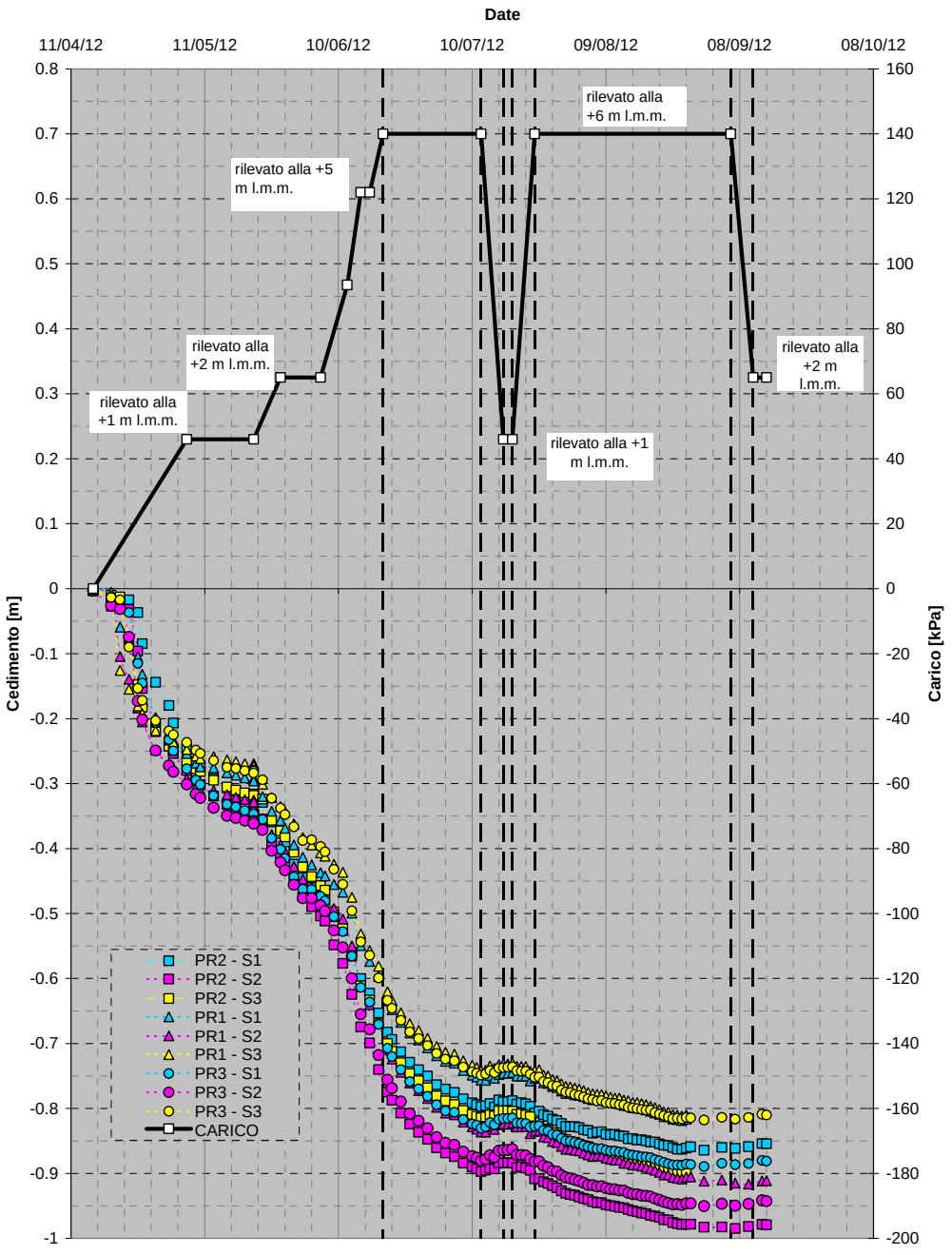


FIG. 11-6 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – DIAGRAMMA CARICO-TEMPO E CEDIMENTO-TEMPO RELATIVO AI PROFILOMETRI

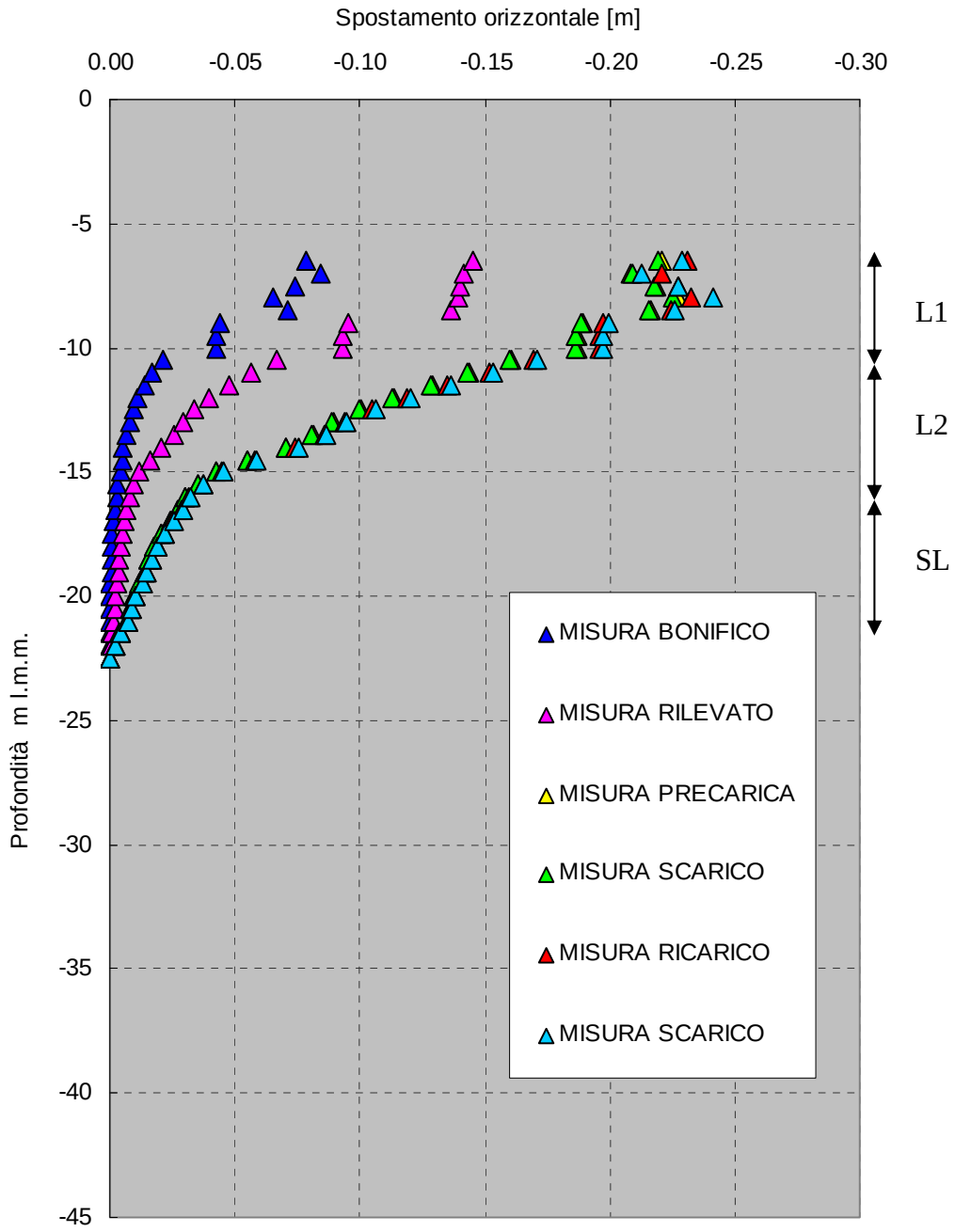


FIG. 11-7 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – DIAGRAMMA SPOSTAMENTI ORIZZONTALI/FASE DI CARICO PER INCLINOMETRO I15

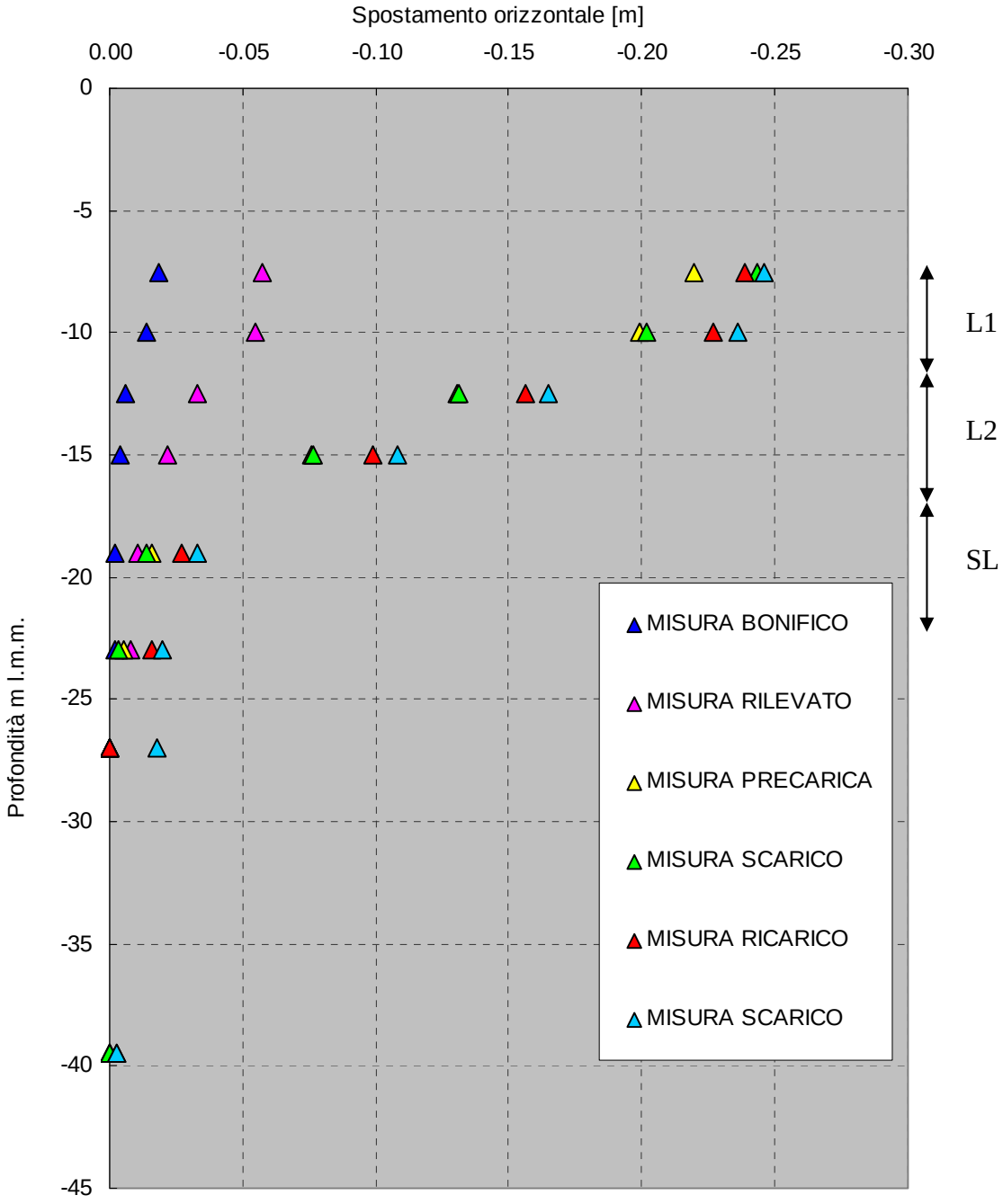


FIG. 11-8 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – DIAGRAMMA SPOSTAMENTI ORIZZONTALI/FASE DI CARICO PER INCLINOMETRO I35

11.4. Considerazioni generali sulle misure topografiche ed inclinometriche

Le misure topografiche sono fondamentali per poter definire la compressibilità ed i tempi di consolidazione dei terreni su vasta scala.

Per entrambe le finalità ora citate è fondamentale poter disporre non solo delle misure di spostamento nel tempo, ma anche della possibilità di poter ricostruire l'andamento e l'intensità dei carichi applicati nel tempo.

Tale opportunità è cruciale nelle analisi in quanto consente di mettere in correlazione il carico applicato al cedimento misurato, ovvero consente di poter valutare la compressibilità del terreno di fondazione.

Va subito fatto notare che la compressibilità che si ricava dalle misure topografiche è un valore medio relativo all'intera stratigrafia e non al singolo livello deposizionale.

È comunque ragionevole assumere, in prima approssimazione, che la maggiore aliquota di cedimento sia legata alla compressibilità degli strati di limo superficiali e che quindi l'analisi delle misure topografiche possa fornire considerazioni utili proprio in merito a tali strati.

Sulla base di quanto ora esposto appare subito chiara una difficoltà correlata con le misure di cedimento dei capisaldi sulla pista di accesso: per tali punti non è infatti disponibile una chiara indicazione dei carichi applicati che hanno portato ai valori di cedimento misurato. Infatti i cedimenti dei capisaldi non sono semplicemente legati al peso proprio della pista ed alla consolidazione dei terreni di fondazione, ma anche ad operazioni di ricarico di materiale a seguito della mareggiata del novembre 2011 non chiaramente commutabili in un carico applicato. Per come è la geometria del problema è anche possibile che le misure dei capisaldi siano state influenzate anche dal passaggio dei mezzi di cantiere e da eventi accidentali non direttamente riconducibili a carichi esterni applicati (qualche caposaldo ha avuto letture anomale legate a mezzi di cantiere che gli sono passati sopra o nelle immediate vicinanze).

Le misure di tali capisaldi, quindi, sono state commentate in maniera qualitativa nel paragrafo precedente e non saranno oggetto di nessuna modellazione numerica nel seguito di questo rapporto.

Restano, invece, pienamente valide le misure eseguite sull'area di precarica per le quali sono disponibili tutti i dati necessari per la loro corretta interpretazione.

Nei capitoli che seguono, quindi, si farà riferimento sempre e solo alle misure degli strumenti ubicati all'interno dell'area di precarica.

Tra le letture a disposizione nell'area di precarica si darà maggior peso alle misure di cedimento ricavate dalle piastre assestimetriche piuttosto che dai profilometri per i motivi che verranno esposti nel seguito.

Le misure dei profilometri saranno comunque commentate e confrontate con i risultati delle analisi.

12. INTERPRETAZIONE DELLE MISURE DI CEDIMENTO VERTICALE E SPOSTAMENTI ORIZZONTALI: MODELLAZIONE ADOTTATA

12.1. Generalità

Si presentano in questo capitolo le modalità con cui verranno analizzati i dati raccolti durante le attività di monitoraggio e presentati al capitolo precedente.
In particolare si è scelto di lavorare con due modalità di verifica e controllo che possano essere tra loro complementari in alcuni aspetti e ridondanti in altri: la modellazione analitica fatta con metodi "classici" e la modellazione FEM ad elementi finiti utilizzando il codice Plaxis.
I risultati ottenuti verranno presentati nel capitolo successivo e tra loro confrontati al fine di ottenere il maggior numero di informazioni possibile sul comportamento del terreno di fondazione.

12.2. Modellazione analitica

12.2.1. Valutazione del cedimento

L'analisi dei cedimenti misurati in correlazione alle effettive fasi di lavorazione, così come precedentemente esposte, viene fatta con particolare riferimento al lavoro di Loganathan et al. (1993).
In generale nella costruzione di un rilevato per fasi si susseguono fasi di carico a fasi di attesa, anche la pista di accesso, l'allargamento dell'area campo prova e la precarica stessa rispettano tale condizione, così come testimoniato dal cronogramma lavori.
Le fasi costruttive possono quindi essere genericamente divise in:

1. Fasi di carico (con un andamento praticamente lineare del diagramma carico-tempo);
2. Fasi di attesa (in genere intermedie a due successive fasi di carico o scarico).

Il cedimento totale misurato, w_{TOT}, è suddivisibile, stante alla teoria classica, in tre diversi contributi:

a) Cedimento immediato (w_i);
b) Cedimento di consolidazione (w_c);
c) Cedimento secondario (w_s).

Per cui:

$w_{TOT} = w_i + w_c + w_s$.

In generale nelle fasi di carico si sviluppa il cedimento immediato combinato a quello di consolidazione, mentre nelle fasi di attesa si considera si sviluppi il cedimento di consolidazione combinato al cedimento secondario.

Ad ogni componente di cedimento corrisponde un cambio volumetrico nel terreno di fondazione che nel caso in esame è misurato sia dalle piastre assestimetriche o dai profilometri, per quanto concerne la deformazione verticale, quanto dagli inclinometri per quanto compete alla deformazione orizzontale.

Nello schema che segue si fa riferimento alla valutazione dei cambi di volume associati ad una generica fase di carico, ovvero alla combinazione tra un cambio di volume immediato e uno di consolidazione.

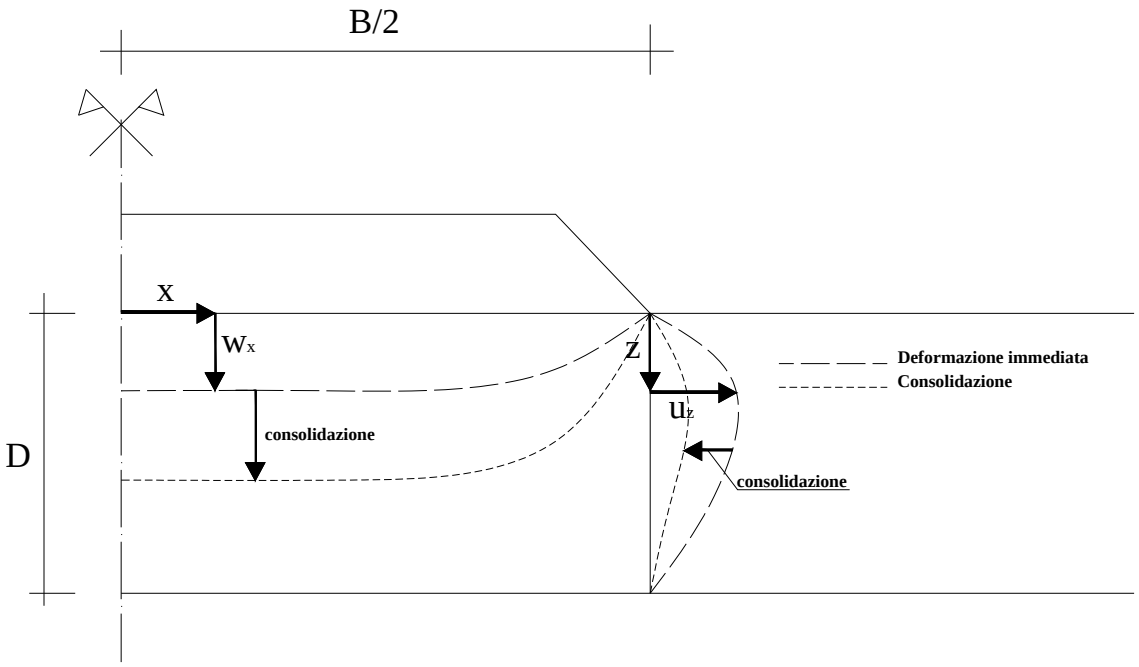


FIG. 12-1 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – FASI DI CARICO - DEFORMAZIONE IMMEDIATA E DI CONSOLIDAZIONE

La fase di deformazione immediata avviene in condizioni non drenate con un cambio di volume verticale che eguaglia il cambio di volume orizzontale portando così ad un cambio di volume totale nullo.

Durante la fase di consolidazione, la deformazione verticale si incrementa, mentre quella orizzontale diminuisce, così come schematicamente indicato nella Fig. 12-1.

Detti:

V_{vL} = cambio di volume verticale durante la fase di carico;

V_{hL} = cambio di volume orizzontale durante la fase di carico;

Si ha che, sempre con riferimento alla Fig. 12-1:

$$V_{vL} = \int_0^{B/2} w_x \cdot dx;$$

$$V_{hL} = \int_0^{D} u_z \cdot dz$$

Ciascuno dei due cambi volumetrici è divisibile nella componete immediata (i) ed in quella di consolidazione (c), per cui:

$V_{vL} = V_{iL} + V_{cL}$;

$V_{hL} = V_{iL} - \alpha\, V_{cL}$.

Avendo posto $V_{hcL} = \alpha\, V_{vcL}$, ovvero il cambio di volume orizzontale durante la consolidazione è proporzionale a quello verticale tramite il coefficiente α.

Dopo qualche passaggio algebrico si ottiene:

$$V_{CL} = \frac{V_{vL} - V_{hL}}{1+\alpha};$$

$$V_{iL} = \frac{\alpha V_{vL} + V_{hL}}{1+\alpha}.$$

Poiché V_{vL} e V_{hL} sono calcolabili in base alla deformata misurata con piastre assestimetriche ed inclinometri, è possibile ricavare le due aliquote del cambio volumetrico di consolidazione (V_{cL}) ed immediato (V_{iL}).

Il coefficiente α viene valutato durante successive fasi di carico assumendo che il terreno sia elastico lineare nei confronti delle tensioni applicate, ovvero dell'altezza del rilevato H.

Con riferimento a due successive fasi di carico, rispettivamente fase j e fase j+1, si ottiene:

$$\alpha = \frac{\frac{(V_{hL})_{j+1}}{H_{j+1}} - \frac{(V_{hL})_j}{H_j}}{\frac{(V_{vL})_j}{H_j} - \frac{(V_{vL})_{j+1}}{H_{j+1}}}.$$

A questo punto sono valutabili le aliquote di immediato e consolidazione durante la fase di carico.

Per quanto concerne, invece, le fasi di attesa si è detto che il cedimento misurato è dato dalla combinazione di quello di consolidazione (V_{CC}) e di quello secondario o di creep (V_{CrC}).

Si definiscono le seguenti quantità:

α = (Cambio di volume laterale durante la consolidazione) / (Cambio di volume totale durante la consolidazione);

β = (Cambio di volume laterale per effetto creep / Cambio di volume totale per effetto creep).

Da cui risulta:

$V_{vc} = V_{CC} + V_{CrC}$ = Cambio di volume verticale misurato dalle piastre;

$V_{hC} = \beta V_{CrC} - \alpha V_{CC}$ = Cambio di volume orizzontale misurato dall'inclinometro.

E quindi:

$$V_{CC} = \frac{\beta V_{vc} - V_{hc}}{\alpha + \beta};$$

$$V_{CrC} = \frac{\alpha V_{vC} + V_{hC}}{\alpha + \beta}.$$

Valutati α e β si possono quindi calcolare le due componenti di consolidazione e di creep per le varie fasi di attesa occorse durante la costruzione.

In particolare si assume:

$$\alpha = \frac{\frac{(V_{hC})_{j+1}}{t_{j+1}^{\gamma}} - \frac{(V_{hC})_{j}}{t_{j}^{\gamma}}}{\frac{(V_{vc})_{j}}{t_{j}^{\gamma}} - \frac{(V_{vC})_{j+1}}{t_{j+1}^{\gamma}}} \quad \text{e } \beta = 1.$$

Seguendo quanto finora esposto è possibile dunque scorporare le varie aliquote di cedimento al fine di poter correlare le varie componenti alla deformabilità primaria e secondaria del terreno nel modo migliore possibile.

Nel capitolo successivo vengono presentati i risultati dell'elaborazione dei dati qui descritta in maniera discorsiva.

12.2.2. Valutazione dei tempi di consolidazione

I tempi di consolidazione vengono stimati dalle curve cedimento-tempo diagrammate in scala semilogaritmica dividendo le varie fasi di carico: Costruzione del rilevato alla +1.0 e relativa attesa, precarica alla +6.0 e relativa attesa.
La valutazione dei tempi viene fatta in prima approssimazione applicando la costruzione grafica normalmente utilizzata per le prove eseguite nell'edometro in condizioni monodimensionali. I tempi così ottenuti serviranno come valore di riferimento per le successive analisi più complesse.

12.3. Modellazione FEM

I calcoli vengono eseguiti con il codice Plaxis che consente di eseguire analisi di consolidazione in sforzi efficaci valutando le deformazioni a breve e lungo termine, ovvero distinguendo tra cedimento immediato e di consolidazione, nonché consente di mettere in conto la compressibilità secondaria.
Dapprima i calcoli sono svolti considerando un modello CAM-CLAY modificato confrontato con un modello tipo Hardening soil in modo da valutare i cedimenti nel tempo corrispondenti al cronogramma dei lavori. In un secondo tempo si aggiunge la componente secondaria per poter fare il confronto con i risultati del monitoraggio.
La deformazione volumetrica è calcolata come somma tra: la deformazione volumetrica del fluido interstiziale (ε_w), la deformazione volumetrica dello scheletro solido (ε_s) e la deformazione volumetrica per creep (ε_c).

$$\varepsilon_v = \varepsilon_w + \varepsilon_s + \varepsilon_c$$

Se il carico viene applicato a tempo zero si ha un incremento di pressione neutra che genera un cambio volumetrico ε_w, per contro la tensione efficace non cambia e quindi lo scheletro solido non si deforma, il tempo di applicazione è pari a 0 e quindi anche il creep non viene computato, ovvero la deformazione volumetrica è:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_w = p_w / (K_w/n)$$

Essendo p_w l'eccesso di pressione neutra, K_w il bulk modulus dell'acqua e n la porosità.
Nel tempo l'eccesso di pressione neutra diminuisce ed aumenta la tensione efficace, all'avanzare del tempo nasce anche la deformazione di creep, per cui il cambio volumetrico diventa:

$\varepsilon_v = \varepsilon_w + \varepsilon_s + \varepsilon_c = p_w/(K_w/n) + \sigma'/ K' + C_\alpha/(1+e_0) \log [(t_c+t')/t_c]$

Quando la consolidazione è terminata l'eccesso di pressione neutra p_w è nullo per cui è nulla ε_w e massima ε_s, al progredire del tempo cresce anche ε_c.

Il modello di calcolo permette, quindi, di valutare tutte le componenti di deformazione del terreno sotto carico, consentendo un confronto il più vero simile possibile con i dati di monitoraggio.

13. INTERPRETAZIONE DELLE MISURE DI CEDIMENTO VERTICALE E SPOSTAMENTI ORIZZONTALI: ANALISI DEI DATI

13.1. Generalità

I dati di monitoraggio che verranno utilizzati in questo capitolo si riferiscono alla strumentazione installata nell'area di precarica, ovvero:

1. Piastre assestimetriche;
2. Profilometri;
3. Inclinometri.

Per questa area è stato possibile, infatti, ricostruire in modo dettagliato le curve carico-tempo da poter mettere in correlazione con le curve cedimento-tempo. Tale possibilità è fondamentale al fine di correlare la causa, ovvero il carico, all'effetto, ovvero il cedimento.

Le misure che verranno attivamente utilizzate nelle considerazioni che seguono sono relative alle piastre assestimetriche ed agli inclinometri.

Le misure dei profilometri verranno tenute come elemento di ulteriore confronto e riscontro.

L'elaborazione dei dati verrà fatta secondo quanto esposto al capitolo 12 ed, in particolare, per quanto concerne l'analisi "analitica" dei dati si fa riferimento alla piastra assestimetrica PA5 che, essendo posizionata al centro dell'area di carico, può ritenersi di valido riferimento nei ragionamenti che seguono. Le analisi numeriche, invece, verranno confrontate con le 3 piastre relative alla sezione di mezzeria dell'area di carico.

13.2. Analisi analitica

13.2.1. Valutazione del cedimento

L'analisi è fatta secondo quanto indicato al precedente paragrafo 12.2.1.

In particolare sono stati valutati i vari cambi volumetrici durante le varie fasi di carico e di attesa per poi riferirli ai cedimenti misurati dalla piastra PA5 posta in mezzeria all'area di carico che si ritiene essere quella più rappresentativa per i ragionamenti che verranno.

In particolare per quanto concerne le fasi di carico si sono considerate le seguenti fasi:

i. Rilevato alla +1.0 m l.m.m.;
ii. Rilevato alla +2.0 m l.m.m.;
iii. Precarica alla +6.0 m l.m.m.;
iv. Ricarico dalla +1.0 alla + 6.0 m l.m.m.

Per quanto concerne le fasi di attesa ci si è riferiti a:

a) attesa tra la fase i. e la fase ii. con durata 14 giorni;
b) attesa tra la fase ii. e la fase iii. con durata 9 giorni;
c) attesa tra la fase iii. e lo scarico con durata 21 giorni;
d) attesa tra la fase iv. e lo scarico finale con durata 31 giorni.

Con riferimento alla piastra PA5, per le varie fasi considerate, i tre contributi di cedimento, immediato, consolidazione e creep che si ottengono sono:

FASE	CARICO APPLICATO (kPa)	IMMEDIATO (cm)	CONSOLIDAZIONE (cm)	CREEP (cm)
Rilevato a +1.0	46	9.74	15.62	1.53
Rilevato a +2.0	19	3	8.78	0.10
Precarica + 6.0	75	8.74	26.59	1.98
Totale da +1 a +6	94	11.74	35.37	2.08
Ricarico	94	0.17	2.46	3.66

Considerando le sole aliquote di consolidazione e, considerando ragionevolmente che il cedimento sia in gran parte dovuto ai limi, si può valutare il coefficiente di compressibilità dei terreni nelle varie fasi di carico utilizzando la ben nota formula del cedimento edometrico:

$w_c = CR\ H \log (\sigma'_f/\sigma'_{v0})$

Essendo:

CR = coefficiente di compressibilità;

H = altezza dello strato (9 m);

$\sigma'_f = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$.

Va evidenziato che il livello L1 è sovraconsolidato, OCR=5, con una tensione di preconsolidazione attorno agli 80 KPa. Segue quindi che la fase che vede il rilevato alla quota +1.0 è in ricompressione totale per il livello L1 mentre L2 è in normal consolidazione. Si ottengono così i seguenti valori di CR/RR medi riferiti ai 9 metri di limo:

FASE	CR	RR
Rilevato +1.0		0.066
Rilevato alla +2	0.13	
Precarica	0.14	
Ricarico		0.0096

Come anticipato è ben evidente la maggiore rigidezza del terreno nella fase di carico con rilevato alla +1.0 (0.066) rispetto alle successive fasi di carico (0.13-0.14): la prima fase, infatti, vede L1 in ricarico, mentre le successive portano sia L1 che L2 in carico vergine. Il risultato ottenuto è anche indirettamente una conferma su grande scala della preconsolidazione dei primi 4 metri di terreno.
Il rapporto tra la compressibilità in ricarico e quella di primo carico risulta pari a 0.14/0.0096 = 14.6 in linea con quanto ricavato dalle prove di laboratorio.
Se si considera la sola aliquota di cedimento immediato tra la +1.0 e la + 6.0, ovvero durante la fase di precarica, essa risulta essere 11.74 cm.
Il cedimento totale corrispondente alla fase di precarica è di 49 cm e quindi l'immediato rappresenta circa il 23% del cedimento totale. Tale percentuale appare essere in linea con quanto riportato nella letteratura tecnica (Lancellotta, 1997).
Con riferimento al cedimento elastico, ovvero la somma tra immediato e consolidazione, risulta:

Fase di carico			
Carico applicato (KPa)	w elastico (m)	Tensione efficace di Riferimento (KPa)	Modulo elastico (KPa)
46	0.2536	55.5	1632
65	0.3714	101.5	1575
140	0.7247	120.5	1738

Fase di ricarico			
94	0.0263	101.5	32167

Il rapporto tra moduli di ricarico e primo carico è quindi pari a 32167 KPa / 1575 KPa = 20.4.

Per il modulo elastico di primo carico la relazione che sembra meglio interpolare i valori ottenuti in funzione delle tensioni verticali efficaci agenti è la seguente:

$E = 1.5 \text{ MPa} (\sigma'_v/100)^{0.75}$.

Per quanto concerne il cedimento secondario si ottengono 7.27 cm in 153 giorni che implicano un coefficiente di compressibilità secondaria pari a:

$C\alpha = 0.0727 \text{ m} /9 \text{ m} / \log (153/20) = 0.009$.

13.2.2. Valutazione dei tempi di consolidazione

Si analizza, nel seguito, l'andamento del diagramma cedimento tempo per la piastra assestimetrica PA5. Analoghe considerazioni si posso fare, ovviamente, per tutte le altre piastre.

Per comodità di presentazione ed interpretazione vengono suddivise le varie fasi di carico così come già fatto al paragrafo precedente.

Le figure che seguono riportano le tre parti di cronogramma lavori relativo alle tre fasi di carico associate alla curva in scala semilogaritmica dei cedimenti-tempo relativa alla PA5.

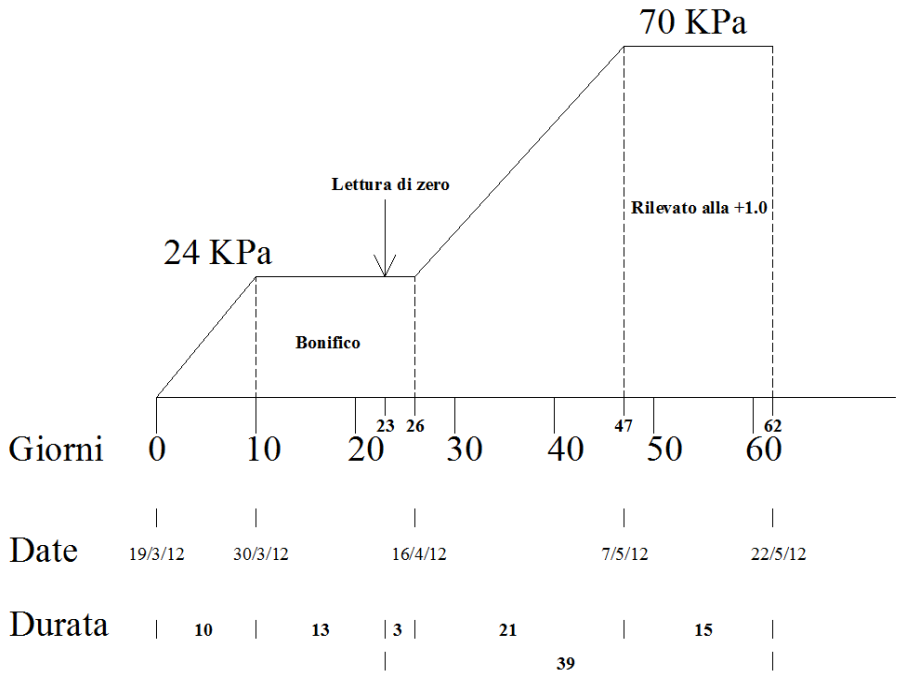


FIG. 13-1 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - CRONOGRAMMA LAVORI RELATIVO AL RILEVATO ALLA +1.0

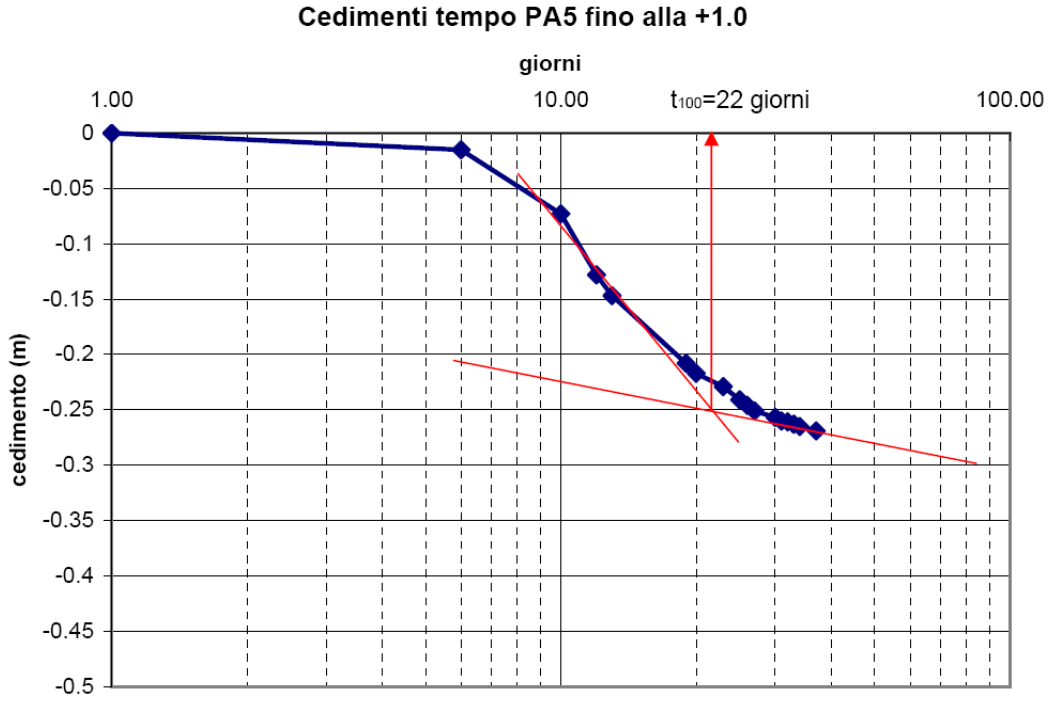


FIG. 13-2 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - RILEVATO ALLA +1.0 - MISURA DEL CEDIMENTO NEL TEMPO IN CORRISPONDENZA DELLA PA5

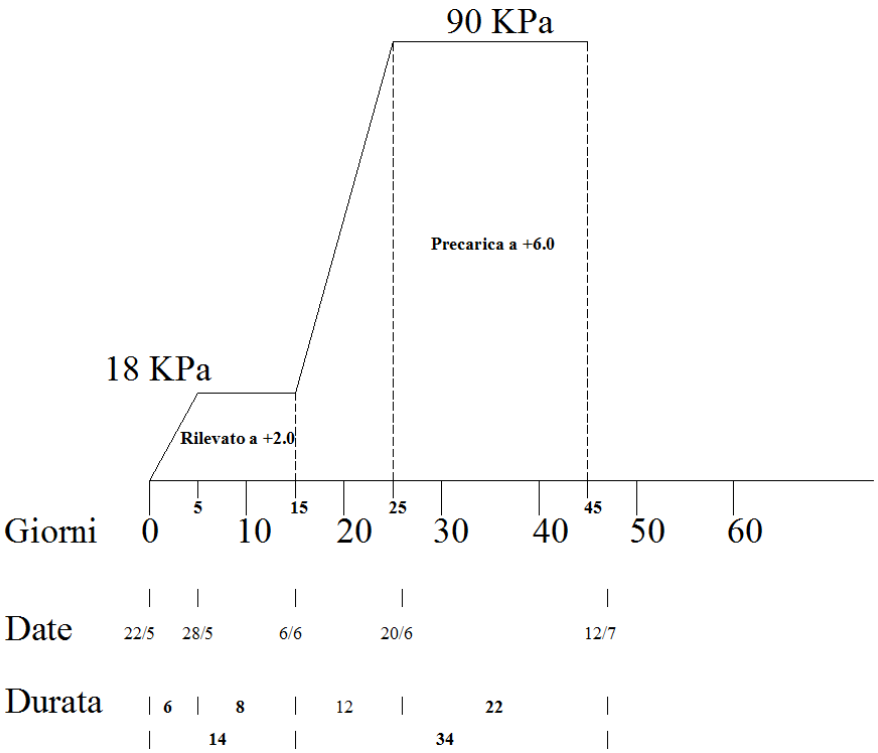


FIG. 13-3 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - CRONOGRAMMA LAVORI RELATIVO ALLA FASE DI PRECARICA

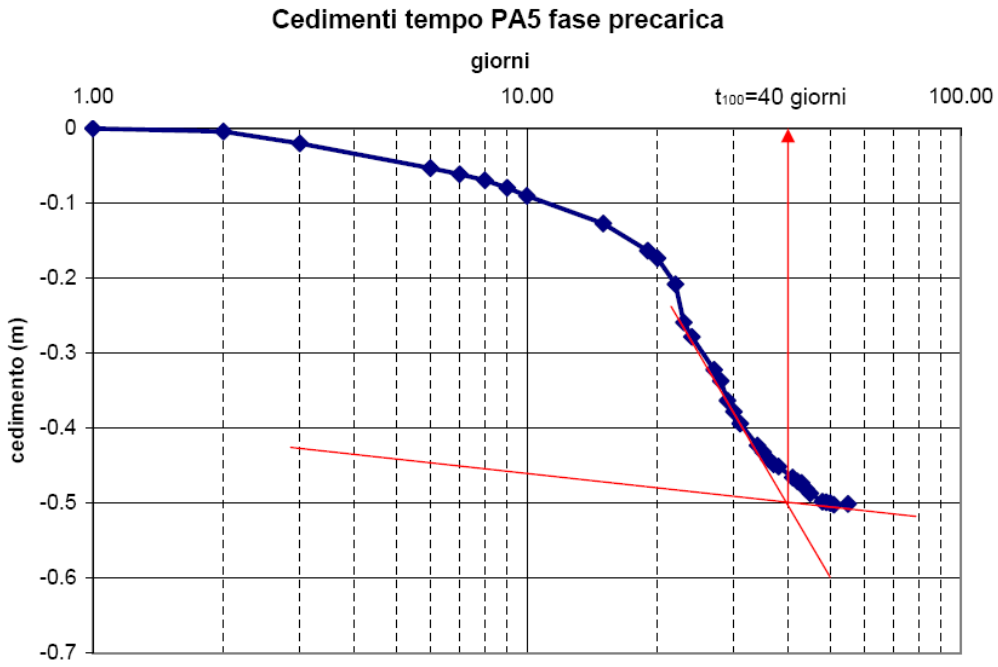


FIG. 13-4 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - PRECARICA - MISURA DEL CEDIMENTO NEL TEMPO IN CORRISPONDENZA DELLA PA5

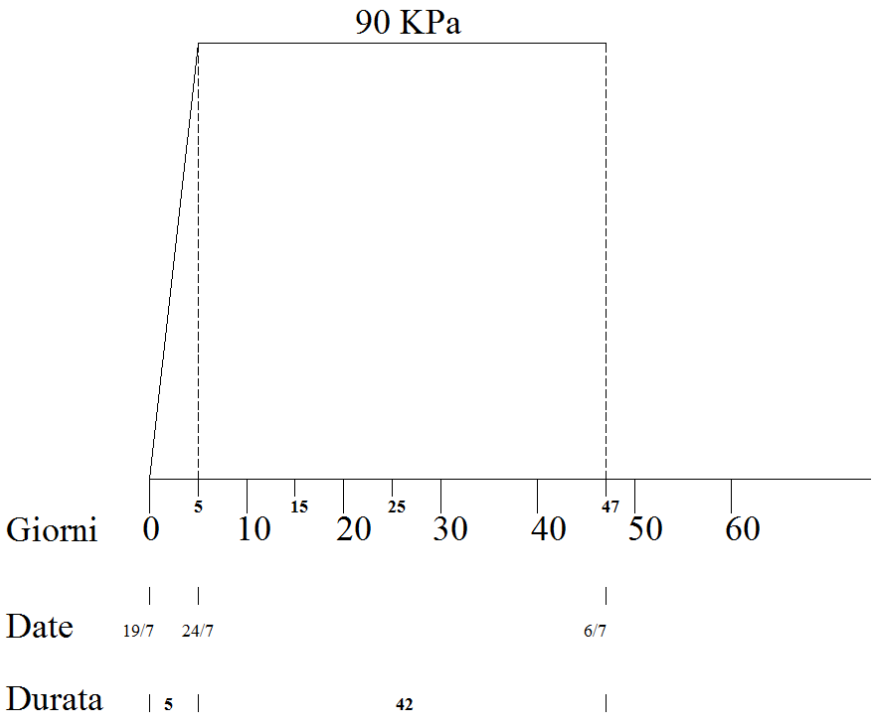


FIG. 13-5 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - CRONOGRAMMA LAVORI RELATIVO ALLA FASE DI RICARICO

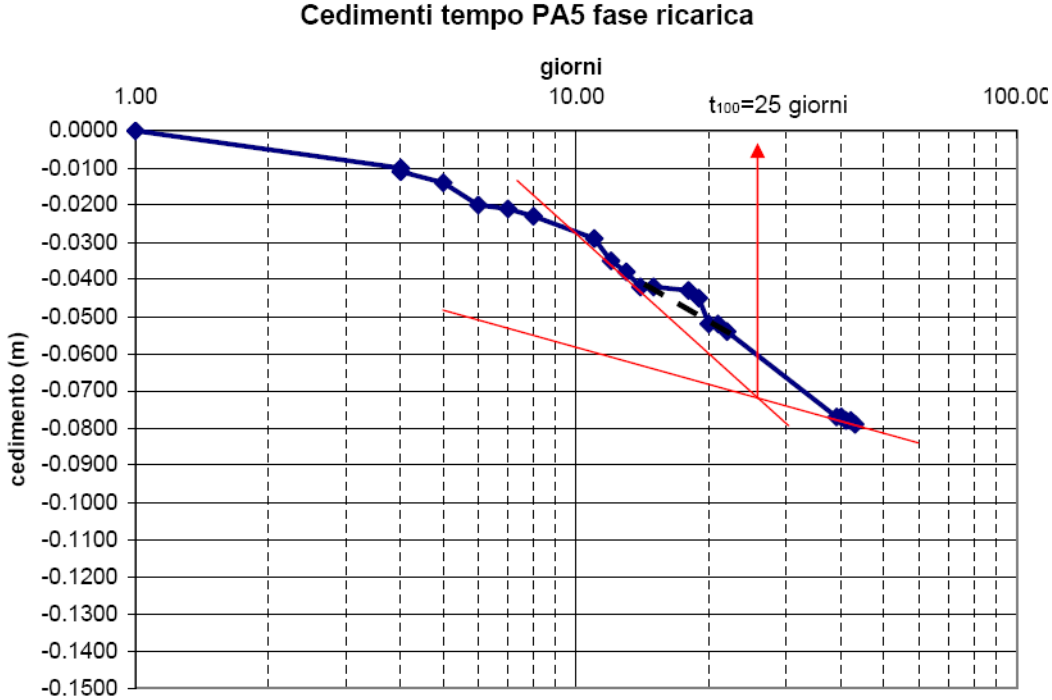


FIG. 13-6 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - RICARICO - MISURA DEL CEDIMENTO NEL TEMPO IN CORRISPONDENZA DELLA PA5

Dalle curve cedimento-tempo risultano, per le varie fasi i seguenti tempi di consolidazione:

- Rilevato alla +1.0: tempo = 22 giorni;
- Fase di precarica: tempo = 40 giorni;
- Fase di ricarica: tempo = 25 giorni.

Nella fase di precarica va sottolineato che tra il rilevato a quota +2.0 e la messa in opera della precarica alla +6.0 m l.m.m. vi è un tempo di attesa che sposta il tempo di consolidazione per cui esso va sottratto a quello totale ricavato. Dalla Fig. 13-3 si ricava che il tempo di attesa è stato di 8 giorni da cui ragionevolmente si ottiene:

- Fase di precarica: tempo = (40 – 8) = 32 giorni.

I tre tempi di consolidazione valutati sono tutti nello stesso ordine di grandezza e si può assumere un valore uguale mediamente a 25 giorni.

Dall'analisi delle curve cedimento-tempo è altresì evidente che alla fine dell'applicazione del carico si sviluppa circa l'80% del cedimento totale, ovvero alla fine dell'applicazione del carico si è raggiunto un grado di consolidazione pari all'80%.

Sempre nell'ipotesi semplificativa di considerare uno stato di sforzo monodimensionale, ipotesi abbastanza ragionevole per la piastra PA5, è possibile stimare il coefficiente di consolidazione medio relativo alle varie fasi di carico mediante la relazione:

$$c_v = \frac{0.197 \cdot H^2}{t_{50}} = \frac{0.197 \cdot 4.5^2}{t_{50}} = \frac{3.989}{t_{50}}$$

Considerando i tre diversi gradini di carico si ottiene:

- Rilevato alla +1.0: t_{50} = 11 giorni = 950400 s → c_v = 4.2E-6 m^2/s;
- Fase di precarica: t_{50} = 16 giorni = 1382400 s → c_v = 3E-6 m^2/s;
- Fase di ricarica: t_{50} = 13 giorni = 1123200 s → c_v = 3.6E-6 m^2/s.

Al paragrafo precedente si sono valutati i moduli elastici corrispondenti alle varie fasi di carico, tali moduli messi in relazione ai coefficienti di consolidazione medi ricavati subito sopra, possono dare un'idea dell'ordine di grandezza delle permeabilità in gioco. Infatti:

$$k = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{E}.$$

Sostituendo i valori ottenuti risulta:

Fase	Modulo Elastico (KPa)	Coeff. di Consolidazione (m^2/s)	Coeff. di Permeabilità (m/s)
Rilevato +1.0	1632	4.2E-6	2.5E-8
Precarica	1600	3E-6	1.8E-8
Ricarica	32167	3.6E-6	1E-9

La permeabilità così stimata per il terreno in fase di carico è dell'ordine dei 2E-8 m/s, risulta altresì evidente che l'addensamento generato dalle attività di precarica si tramuta in un decremento della permeabilità di un ordine di grandezza. Tale decremento è compensato dall'incremento di rigidezza per cui il coefficiente di consolidazione resta invariato.
La diminuzione del coefficiente di permeabilità ora ricavata andrebbe d'accordo con le considerazioni fatte al capitolo 8.5 in merito al confronto tra CPTU prima e dopo la precarica.

13.2.3. Sintesi dei risultati ottenuti

A valle di quanto presentato nei precedenti paragrafi si riporta nel seguito una sintesi delle informazioni ottenute:

- In fase di primo carico il coefficiente di compressibilità CR medio risulta essere CR=0.135;
- In fase di ricarico il coefficiente di compressibilità RR medio risulta essere RR=0.0096;
- Il rapporto tra gli indici di compressibilità tra primo carico e ricarico si ottiene un valore di 14;
- Il modulo elastico medio è esprimibile con la seguente relazione: $E= 1.5\ MPa\ (\sigma'_v/100)^{0.75}$;
- Il rapporto tra moduli elastici di ricarico e di primo carico risulta pari a 20;
- Il coefficiente di compressibilità secondaria risulta mediamente pari a 6E-3;
- Il tempo di consolidazione medio è assumibile pari a 25 giorni;
- Alla fine dell'applicazione del carico si è raggiunto un grado di consolidazione pari all'80%;

- Il coefficiente di consolidazione medio è dell'ordine dei 3E-6 m^2/s;
- Il coefficiente di permeabilità medio risulta dell'ordine di 2E-8 m/s in fase di primo carico, mentre a seguito della precarica l'addensamento del terreno porta la permeabilità a scendere nell'intorno di 1E-9 m/s.

13.3. Analisi FEM

13.3.1. Geometria adottata

La geometria adottata nelle analisi è relativa alla sezione di mezzeria dell'area del campo prova rilevato, ovvero relativa alla sezione A-A così come riportato nelle figure che seguono.

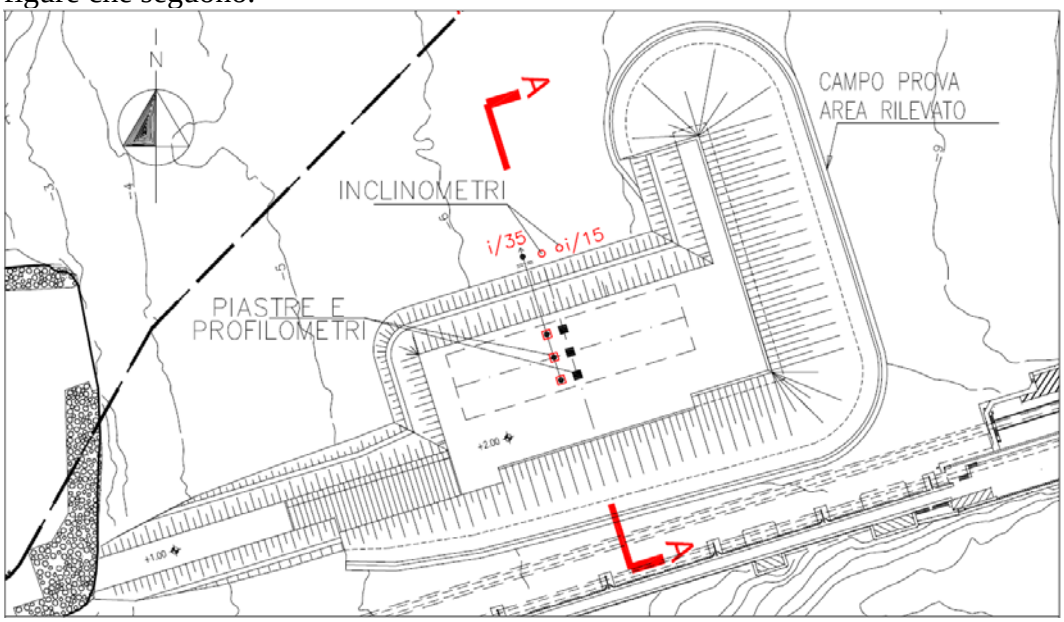


FIG. 13-7 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DELLA SEZIONE DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI FEM

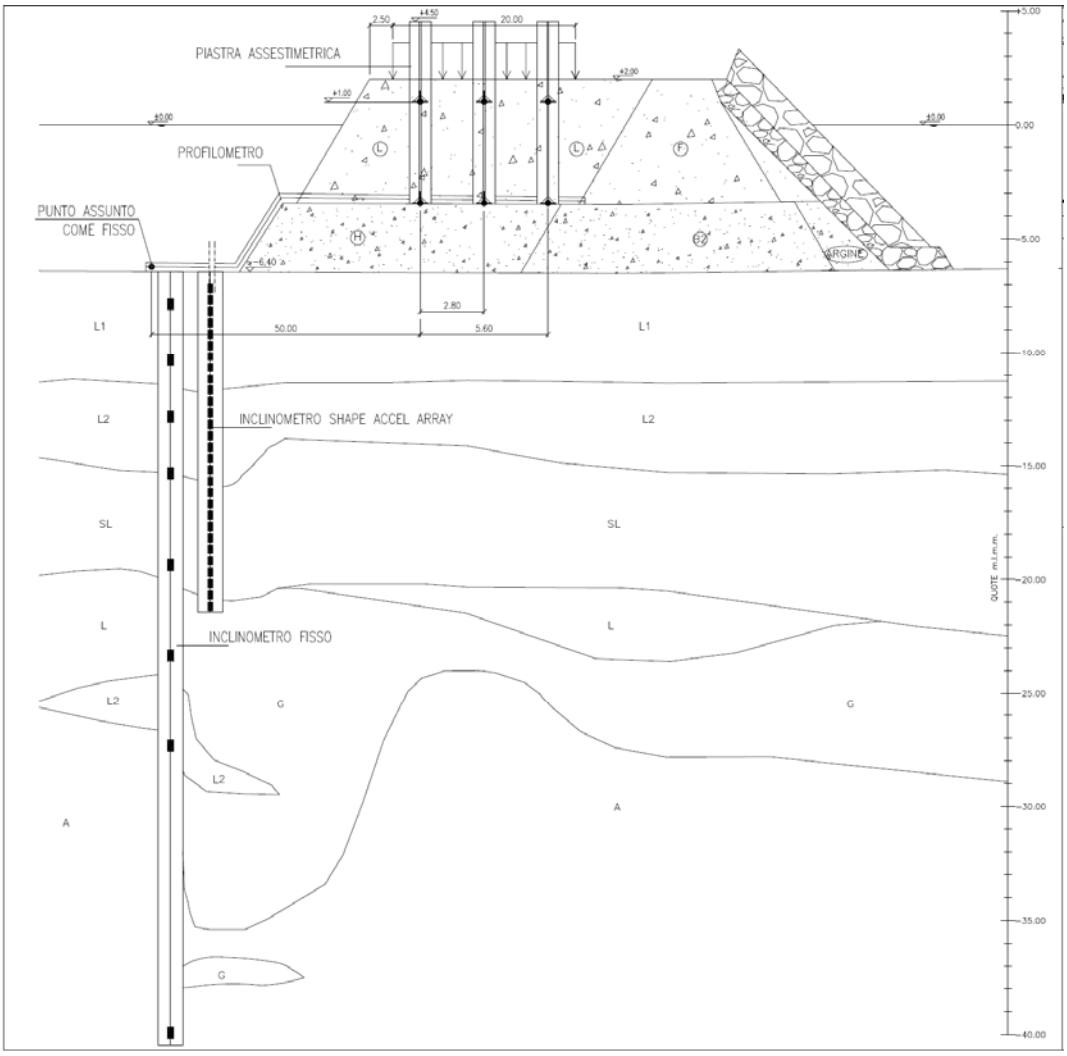


FIG. 13-8 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – SEZIONE STRATIGRAFICA DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI FEM

13.3.2. Valutazione del diagramma cedimento-tempo

Le analisi FEM sono state svolte con tre modelli diversi ognuno dei quali implementa un legame costitutivo diverso per i limi:

1. Modello con legame costitutivo Hardening Soil;
2. Modello con legame costitutivo Soft-soil che utilizza gli indici di compressibilità edometrica CR ed RR;
3. Modello con legame costitutivo soft soil con creep che considera anche le deformazioni viscose nel calcolo degli spostamenti.

I modelli 1. e 2. valutano i soli cedimenti immediati e di consolidazione, ovvero il carico è assegnato nel modello con la medesima legge temporale del cronogramma lavori e vengono valutati gli eccessi di pressione neutra conseguenti all'applicazione dei carichi e la loro contemporanea dissipazione in funzione della permeabilità e della rigidezza dei terreni. Il cedimento calcolato è quindi somma di quello legato alla rigidezza del fluido interstiziale in un primo tempo e dello scheletro solido man mano che la consolidazione si sviluppa.

Per quanto detto i diagrammi di cedimento tempo ottenuti se confrontati con i diagrammi misurati in sito forniscono valori inferiori giacché manca il contributo del secondario.

Nel valutare i parametri di deformabilità dei terreni da introdurre nel modello si è fatto riferimento ai risultati delle prove in sito e di laboratorio riportati nella Tab. 9-2 come punto di partenza, modificati con le considerazioni fatte al paragrafo precedente che comunque non modificano in modo sostanziale i valori dei singoli parametri ottenuti.

In sintesi si è quindi considerato:

1. Per il modello hardening soil: E = 1.5 MPa $(\sigma'_v/100)^{0.75}$ per L1 ed L2;
2. Per il modello soft soil: CR = 0.135 e RR = 0.0096 con e_0 = 1.35 per L1 ed e_0 = 1.28 per L2.

Il confronto tra i due risultati ottenuti e le misure è riportato nelle figure che seguono.

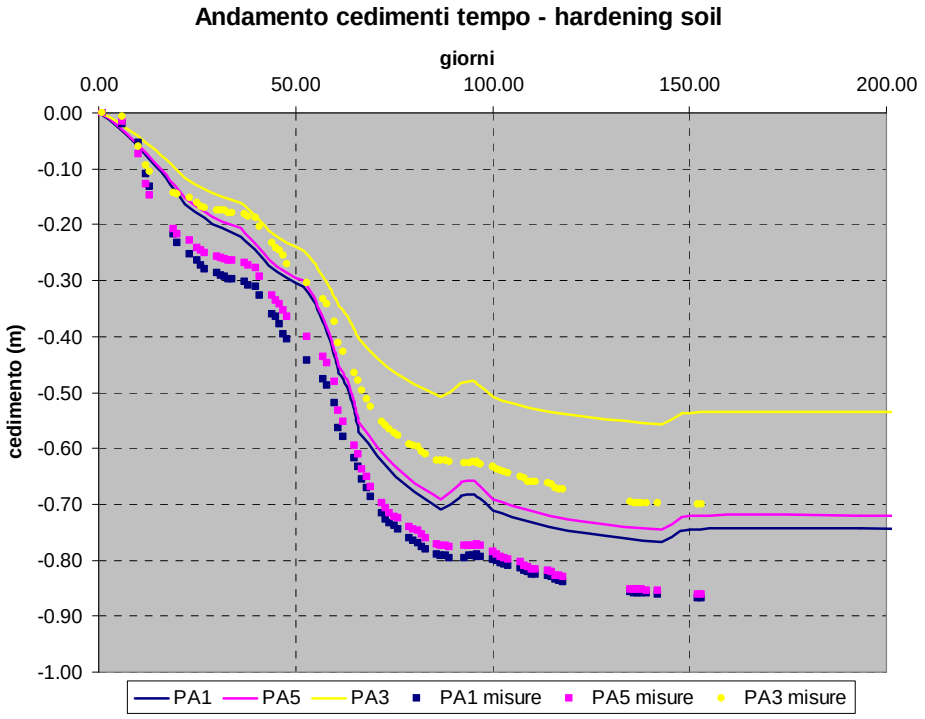


FIG. 13-9 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM – HARDENING SOIL – CONFRONTO CON MISURE

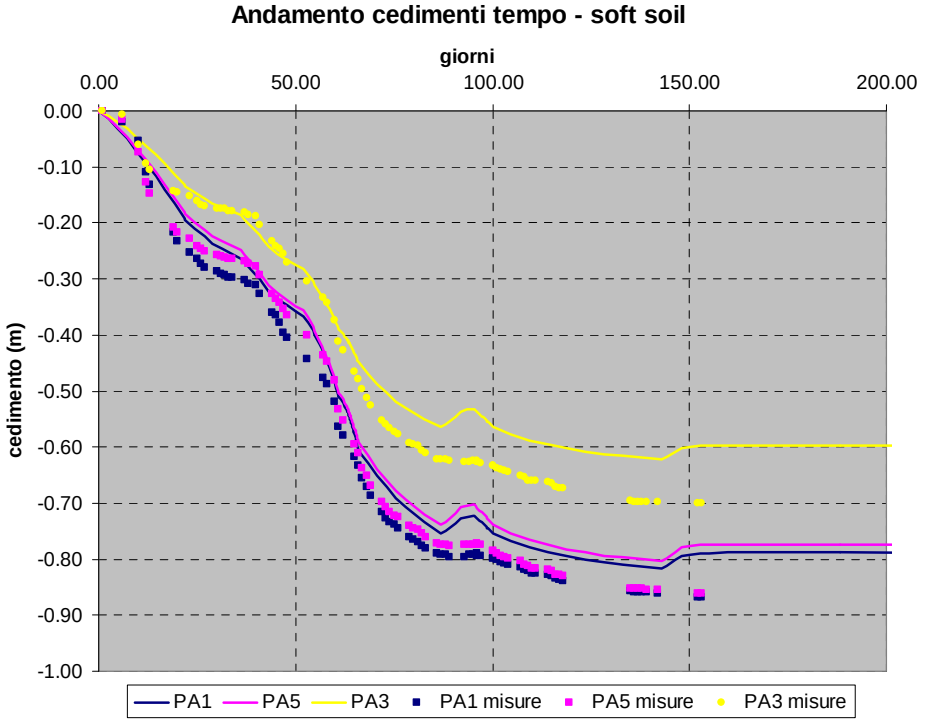


FIG. 13-10 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM – SOFTSOIL – CONFRONTO CON MISURE

I due risultati numerici sono tra loro compatibili, segno che entrambi i modelli costitutivi forniscono valori in accordo reciproco e che quindi sono effettivamente congruenti i valori di CR/RR con quelli del modulo elastico adottato, ed in entrambi i casi il cedimento calcolato è inferiore a quello misurato.

L'analisi delle curve cedimento-tempo ha mostrato l'effettiva presenza di un cedimento secondario che si è andato via via a sommare a quello immediato e a quello di consolidazione primaria.

Dalle curve misurate si è stimato un valore del coefficiente di compressibilità secondaria dell'ordine di $6x10^{-3}$, mentre le prove edometriche portano ad un valore medio di circa la metà, ovvero $3x10^{-3}$.

I diagrammi che seguono riguardano il confronto con le misure del modello che implementa il legame costitutivo soft-soil con creep utilizzando dapprima un coefficiente di compressibilità secondaria di $6x10^{-3}$ e poi $3x10^{-3}$.

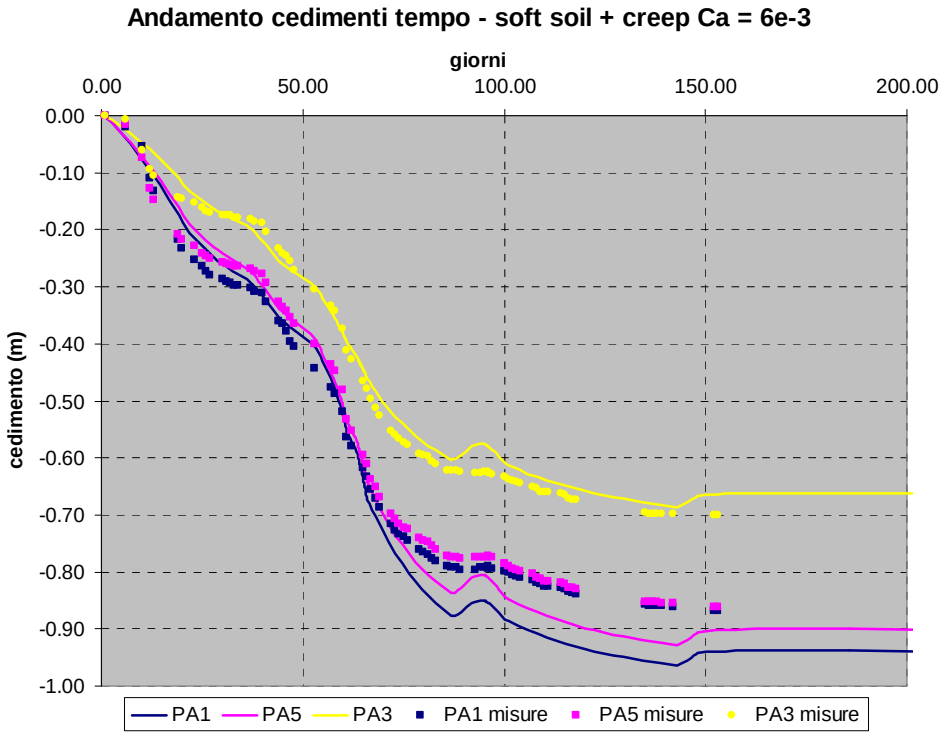


FIG. 13-11 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM – SOFTSOIL CON CREEP CA=6E-3 – CONFRONTO CON MISURE

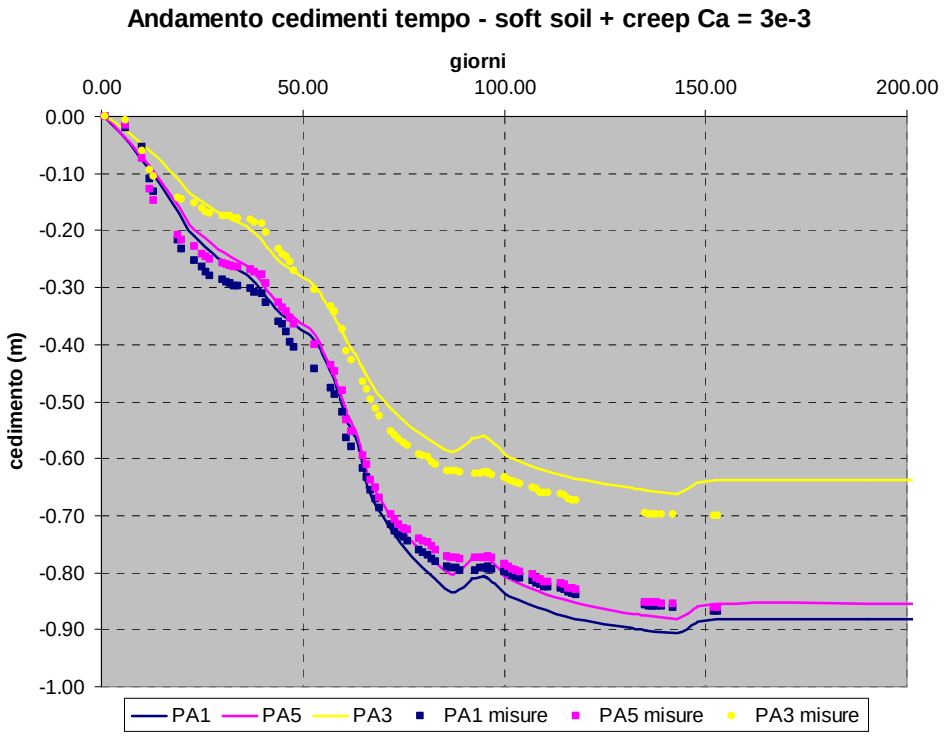


FIG. 13-12 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM – SOFTSOIL CON CREEP CA=3E-3 – CONFRONTO CON MISURE

L'introduzione del creep porta le curve calcolate ad essere più vicine a quelle misurate, in particolare appare come il coefficiente di compressibilità secondaria di $3x10^{-3}$ possa essere quello che meglio si avvicina alla realtà delle misure.

Si assume quindi, nel seguito, un coefficiente di compressibilità secondaria pari proprio a $3x10^{-3}$.

A testimonianza del buon risultato cui porta il modello numerico si confrontano nella figura che seguono i risultati del modello con le misure delle piastre assestimetriche poste alla +1.0 m l.m.m.

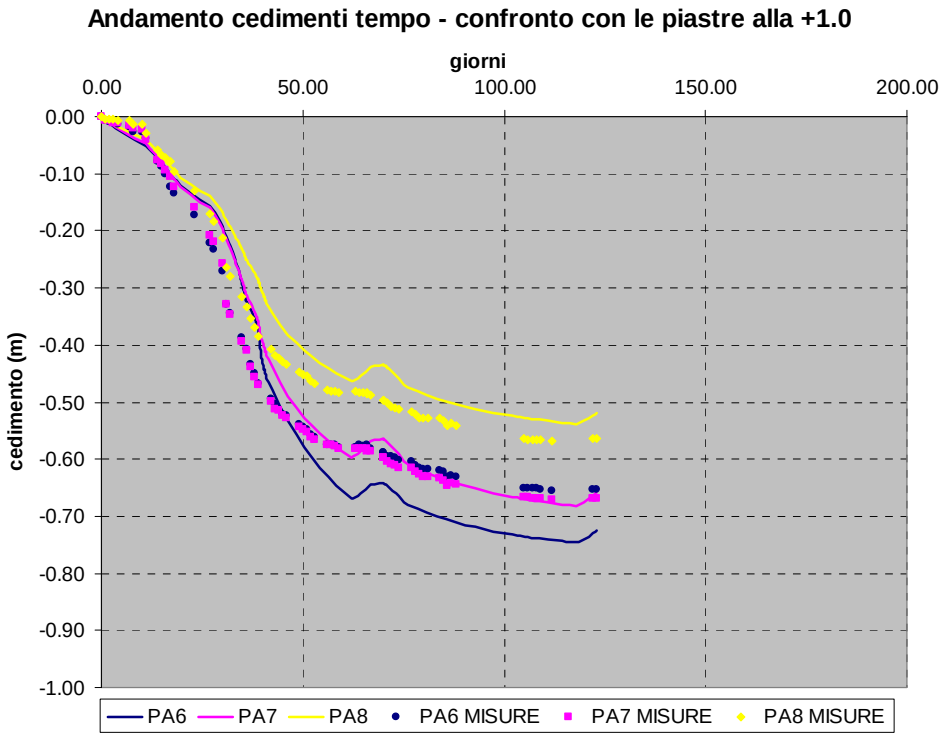


FIG. 13-13 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM –CONFRONTO TRA MODELLO E MISURE PIASTRE ALLA +1.0

13.3.3. Valutazione tempo di consolidazione

La valutazione del tempo di consolidazione viene fatta con un modello ad hoc che implementa il cronogramma lavori effettivo fino alla fase di applicazione della precarica valutando il tempo che porta ad un valore ragionevolmente basso degli eccessi di pressione neutra dovuti al carico esterno applicato.

Al fine di valutare l'effettivo tempo di consolidazione tutti i carichi applicati nelle fasi di calcolo precedenti vengono applicati in condizioni drenate in modo da non avere eccessi di pressione neutra residui dalle fasi di carico precedenti, mentre la precarica viene applicata in due modalità:

1. Tempo necessario al raggiungimento del carico di precarica pari a quello del cronogramma lavori (25 giorni), vd. Fig. 13-14;
2. Tempo necessario al raggiungimento del carico di precarica pari a 2 giorni, vd. Fig. 13-15.

In entrambi i casi si valuta l'andamento dell'eccesso di pressione neutra nel tempo ricavando così il tempo di consolidazione.

Il confronto tra il modello 1. e 2. consente di valutare l'eventuale influenza del tempo con cui viene applicato il carico sul tempo di consolidazione finale.

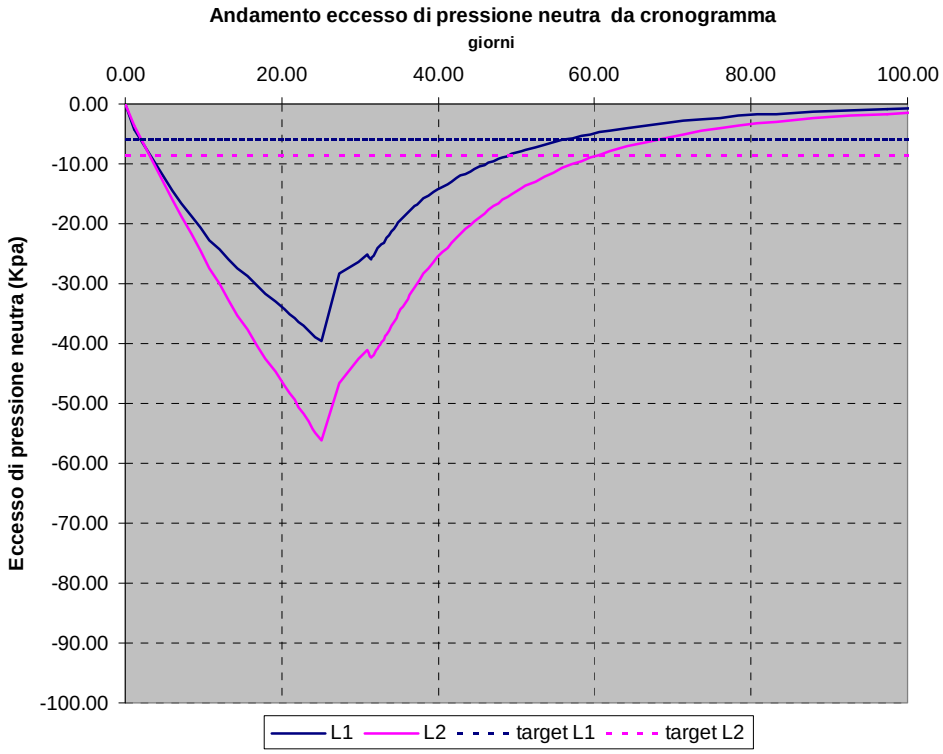


FIG. 13-14 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM – ANDAMENTO DELLE SOVRAPPRESSIONI NEUTRE CON PRECARICA APPLICATA IN 25 GIORNI

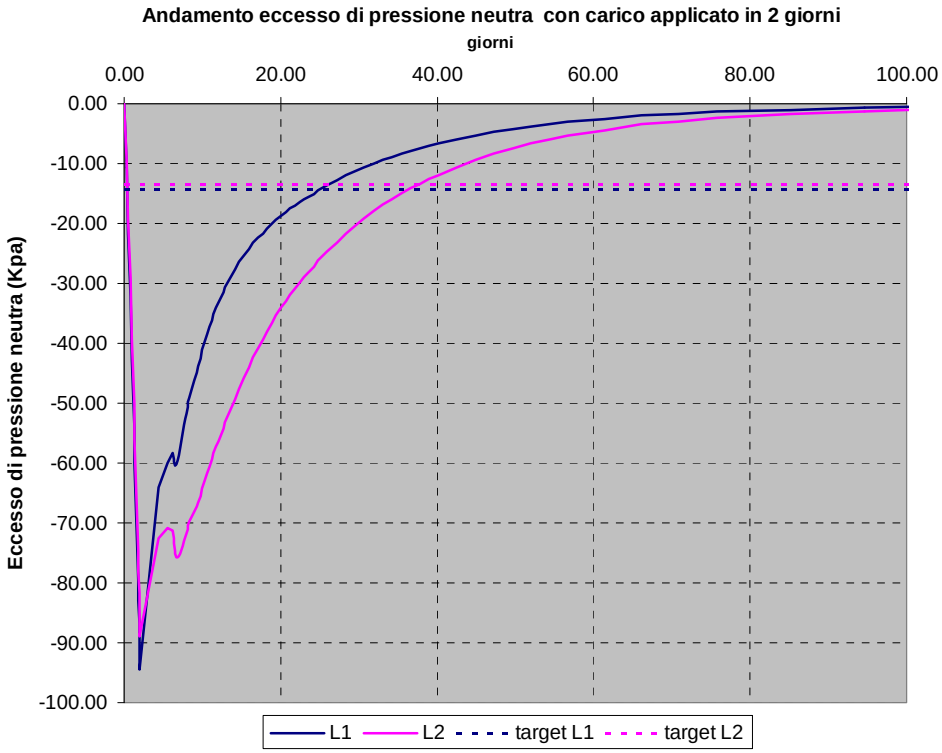


FIG. 13-15 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM – ANDAMENTO DELLE SOVRAPPRESSIONI NEUTRE CON PRECARICA APPLICATA IN 2 GIORNI

Dal confronto tra le due curve risulta che:

- Il tempo di consolidazione conseguente all'applicazione del carico in 25 giorni è dell'ordine dei 55-60 giorni;
- Il tempo di consolidazione conseguente all'applicazione del carico in 2 giorni è dell'ordine dei 25-35 giorni.

Segue quindi che la tempistica con cui viene applicato il carico ha influenza sul tempo di consolidazione finale, d'altro canto la pressione neutra continua a crescere durante tutto il periodo di applicazione del carico stesso e quindi maggiore è tale tempo maggiore è il tempo di consolidazione finale.

Se si sottrae al tempo di consolidazione totale quello in cui si è applicato il carico si ottengono valori tra loro confrontabili (30-35 giorni nel caso 1. e 22-32 giorni nel caso 2.). È quindi lecito assumere che il tempo di consolidazione sia dell'ordine dei 25-30 giorni.

La figura che segue mostra il confronto tra l'andamento cedimenti/tempo nel caso di applicazione del carico in 25 giorni e nel caso di applicazione in 2 giorni.

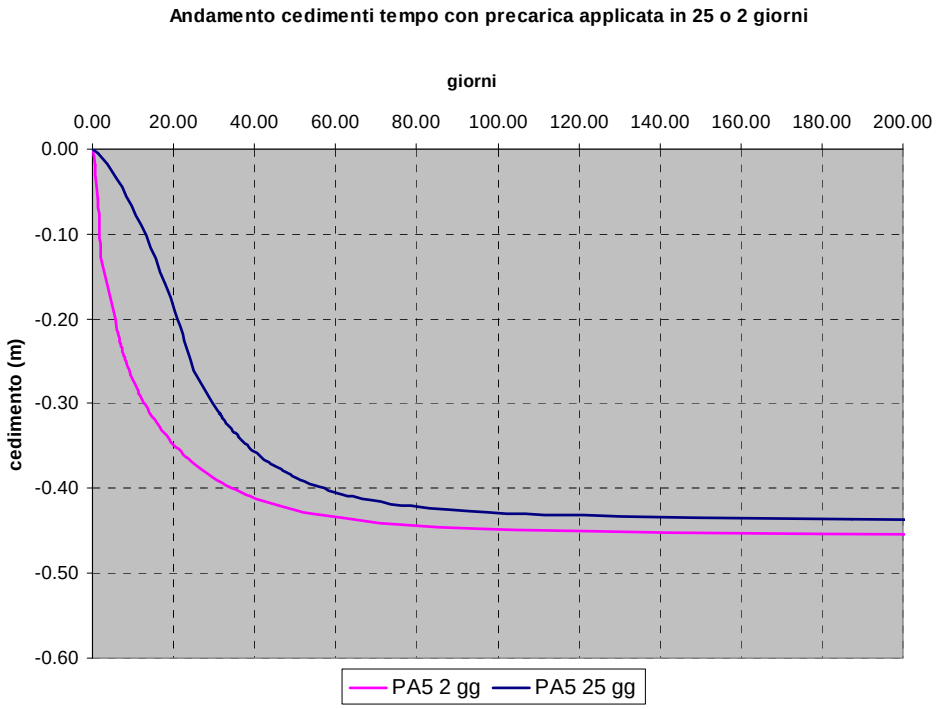


FIG. 13-16 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM – ANDAMENTO DELLE SOVRAPPRESSIONI NEUTRE CON PRECARICA APPLICATA IN 2 GIORNI

Come si osserva il cedimento finale risulta sostanzialmente identico in valore assoluto, ovvero il cedimento finale è indipendente dal tempo con cui si è applicato il carico.

13.3.4. Confronto dei risultati del calcolo con i profilometri e gli inclinometri

Si assume come modello numerico rappresentativo del comportamento dei terreni di fondazione quello che implementa il legame costituivo di tipo soft soil con creep con coefficiente di compressibilità secondaria $C_\alpha = 3x10^{-3}$.
Rispetto tale modello si confrontano, in questo paragrafo, i risultati del monitoraggio ricavato dai profilometri e dagli inclinometri installati sull'area di precarica.

Il confronto del modello numerico viene fatto con il profilometro PR2 per il quale la cella 1 si confronta con la piastra PA1, la cella 2 con la piastra PA5 e la cella 3 con la piastra PA3, vi veda la Fig. 11-1 per l'ubicazione planimetrica degli strumenti a la Fig. 13-17 per il confronto modello-misure.

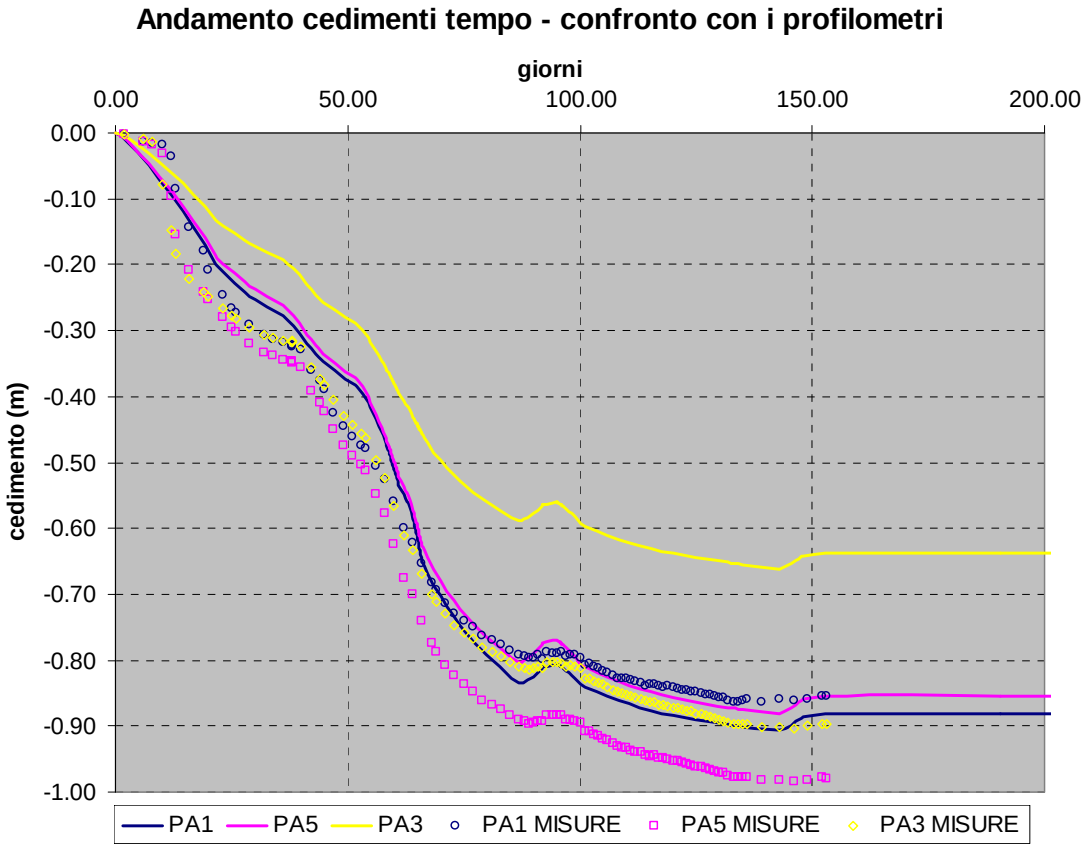


FIG. 13-17 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM – CONFRONTO TRA MODELLO DI CALCOLO E MISURE DEI PROFILOMETRI

Il confronto tra modello di calcolo ed inclinometri è invece riportato nelle figure che seguono, con linea continua si rappresentano i risultati del calcolo:

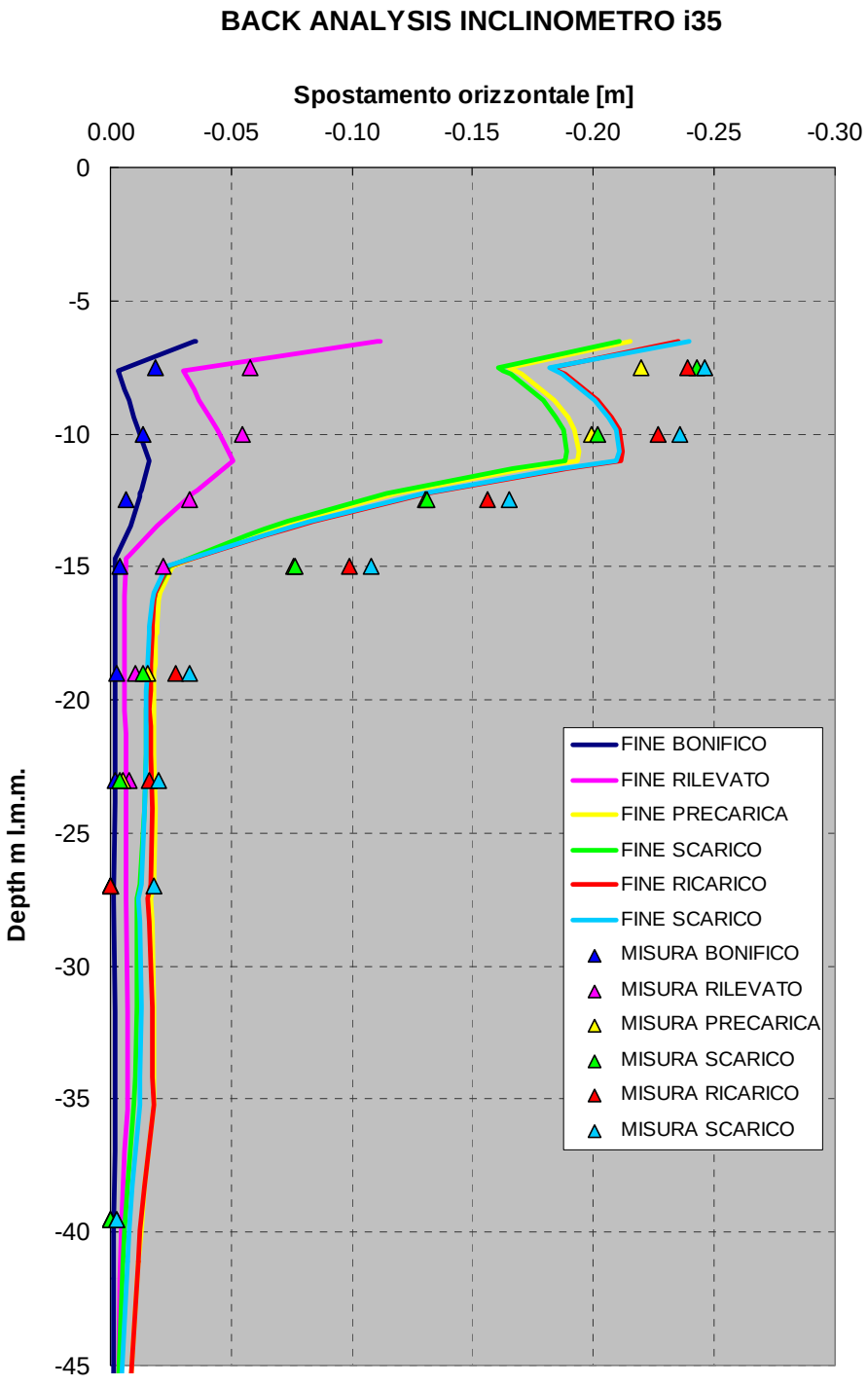


FIG. 13-18 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM – CONFRONTO TRA MODELLO DI CALCOLO E MISURE DELL'INCLINOMETRO I35

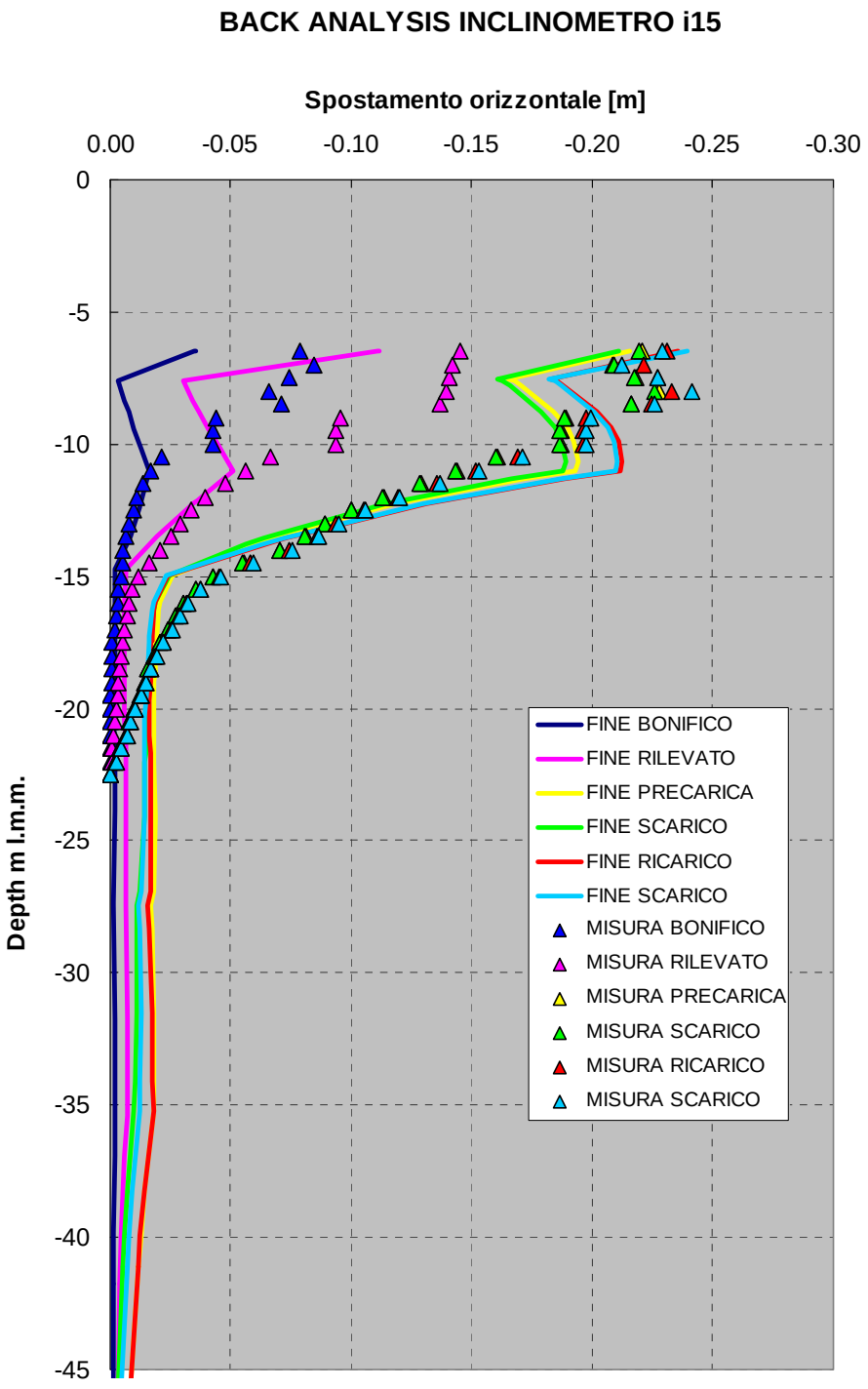


FIG. 13-19 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - ANALISI FEM – CONFRONTO TRA MODELLO DI CALCOLO E MISURE DELL'INCLINOMETRO I15

Come si osserva i profilometri restituiscono valori di cedimento leggermente superiori rispetto quelli delle piastre assestimetriche e conseguentemente rispetto quelli del modello di calcolo tarato sulle piastre.

L'analisi qualitativa dei dati mostra però un'incongruenza sia con le piastre assestimetriche che con il modello di calcolo. La cella 3, che si confronta con la piastra PA3, evidenzia un valore di cedimento praticamente identico a quello della cella 1 relativa alla piastra PA1.

Rispetto la Fig. 11-1 si osserva come entrambe le celle siano posizionate sul bordo dell'area caricata e per tanto a prima vista appare corretta questa simmetria di misura.

Le piastre assestimetriche, invece, restituiscono un cedimento della PA3 inferiore rispetto alla PA1 e tale tendenza è confermata anche dai risultati del modello numerico. Il perché la piastra PA3 ceda meno della PA1 è legato al cronogramma lavori: la piastra PA3 è posizionata in adiacenza alla pista di accesso all'area di precarica. Il terreno di fondazione in quella zona ha subito l'incremento si sforzi efficaci legato alla costruzione della pista e conseguentemente si ritrova ad avere una rigidezza superiore a quella del terreno al di sotto della PA1 il quale, invece, è troppo lontano dalla pista per sentirne gli effetti.

In tale ottica appare lecito aspettarsi che a parità di carico applicato la piastra PA3 ceda meno della piastra PA1 ed infatti le misure di cedimento confermano tale aspettativa.

Lo stesso modello numerico che considera una legge di adeguamento del modulo elastico con le tensioni efficaci agenti restituisce valori di cedimento che confermano detta tendenza deformativa.

I profilometri, invece, non colgono minimamente questi effetti di asimmetria nel cedimento correlati alla storia costruttiva, ovvero alla storia tensionale.

Per questo motivo si ritiene ancora una volta di poter assumere come più rappresentative le misure topografiche relative alle piastre assestimetriche piuttosto che quelle ricavate dai profilometri.

Il modello numerico pertanto non subisce variazioni a valle del confronto con i profilometri, ma si fa comunque notare che l'ordine di grandezza del cedimento misurato dai profilometri è comunque rispettato e con esso quindi la rigidezza del terreno di fondazione assunta nel calcolo.

Le misure inclinometriche invece restituiscono valori in linea con i risultati del modello così come mostrato nelle precedenti Fig. 13-18 e Fig. 13-19.

13.3.5. Sintesi dei risultati ottenuti

Sulla base delle analisi numeriche condotte e del confronto tra risultati ottenuti e misure di cedimento in sito si può dire che:

- Tanto un legame costitutivo Hardening Soil quanto un legame costitutivo cam clay restituiscono risultati in linea con le misure ottenute e soprattutto tra loro congruenti dimostrando così la bontà dei parametri adottati nella modellazione numerica;
- Nei modelli costitutivi implementati si sono utilizzati i valori di CR, RR e modulo elastico ricavati dalla analisi analitiche i cui risultati sono stati sintetizzati nel paragrafo 13.2.3 e che non sono troppo diversi da quelli di Tab. 9-2 ricavati dalle prove di laboratorio;
- I modelli realizzati con i legami costitutivi di cui al punto precedente restituiscono valori assoluti di cedimento inferiori rispetto le misure. Tale risultato viene attribuito al fatto che il terreno di fondazione sviluppa nel tempo un cedimento secondario che nessuno dei legami costitutivi implementati valuta;
- Per quanto al punto precedente si è passati ad un modello costitutivo che implementa non solo il cam clay, ma anche gli effetti di creep utilizzando un modello costitutivo soft soil model con creep. Si sono ipotizzati due diversi valori del coefficiente di compressibilità secondaria e il valore che appare essere più rappresentativo e congruente con le misure è $C\alpha = 3\ 10^{-3}$;
- I valori di permeabilità adottati nelle analisi ($3\ 10^{-8}$ m/s) derivano dalle risultanze delle prove penetrometriche e dall'analisi analitica dei dati. Dalle analisi risulta che il tempo di consolidazione è chiaramente dipendente dal tempo di applicazione dei carichi e che per tempi di applicazione dei carichi ridotti, quali saranno ragionevolmente quelli in sito durante i lavori, il tempo di consolidazione risulta essere dell'ordine dei 25-30 giorni.

14. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO

L'analisi delle prove di laboratorio ed in situ ha confermato, per la zona del campo prova area rilevato, la presenza nei primi 9 metri dal fondale di strati limoso - sabbiosi, con una maggior presenza di sabbia nei primi 3-4 metri circa. Al di sotto dei limi si trova uno strato di sabbia limosa che mostra uno spessore variabile tra 4 e 7 metri. In taluni casi si evidenzia la presenza di lenti più limose. Oltre mediamente i 23- 24 m l.m.m. si riscontra invece la comparsa di uno strato ghiaioso in cui le prove CPTu vanno a rifiuto, mostrando infatti un notevole incremento della resistenza alla punta. La successione stratigrafica ottenuta è riassunta nella Tab. 14-1.

TAB. 14-1 - VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - STRATIGRAFIA

VADO LIGURE – PROGETTO DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE

STRATIGRAFIA MEDIA DI PROGETTO

Spessore medio (m)	Strato	Note
4.1	L1	Limo debolmente sabbioso e debolmente argilloso. Lo spessore è variabile tra 2.2 e 5.5 m.
5.0	L2	Limo debolmente sabbioso con meno argilla di L1. Lo spessore medio è abbastanza costante su tutta l'area.
4.3	SL	Strati alternati di spessore variabile di sabbie più o meno limose. A luoghi lo strato può contenere sottolivelli di limo sabbioso. Lo spessore localmente ha valori più alti, compresi tra 8 e 15 m. Verso la costa lo spessore di SL cresce a valori anche maggiori di 30 m.
2÷20	G	Ghiaia con sabbia e poco limo. Spessore variabile che incrementa notevolmente verso mare.
Indefinito	A	Argilla compatta pliocenica. E' assente a ridosso della costa.

L'interpretazione delle prove di laboratorio ed in situ eseguite prima e dopo la precarica, nonché l'interpretazione delle misure topografiche effettuata sia con formulazioni semplificate che con modelli FEM porta alla seguente caratterizzazione dei terreni di fondazione:

TAB. 14-2 - VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO

Livello	γ (KN/m^3)	OCR	e_0	K (m/s)	Cv (m^2/s)	ϕ' (°)	E*		G_{max} (MPa)	Cα	CR RR	K0
							m (MPa)	n (-)				
L1	16	5	1.35	$3\ 10^{-8}$	$5\ 10^{-6}$	33	1.5	0.75	15	$3{\cdot}10^{-3}$	0.135 0.0096	0.5
L2	17	1	1.28	$3\ 10^{-8}$	$2\ 10^{-5}$	32	1.5	0.75	40	$3{\cdot}10^{-3}$	0.135 0.0096	0.5
SL	18	1	1.10	10^{-7}	-	32	30	0.60	70	-	-	0.5

* : $E = m\ (\sigma'_v/100)^n$ con σ'_v = tensione litostatica in KPa

La caratterizzazione ottenuta può considerarsi valida per tutti i calcoli e le valutazioni di progetto inerenti le successive fasi di progettazione esecutiva.

Il confronto tra prove prima e dopo la precarica ha permesso di valutare l' addensamento dei terreni di fondazione, in particolare dei limi, per effetto dell'incremento del regime di sforzi efficaci. L'effettivo incremento del grado di addensamento è ben testimoniato dalla misura delle velocità delle onde di taglio che passano da una media di 165 m/s prima della precarica a 196 m/s dopo di essa. Tale incremento porta, da un punto di vista normativo, a classificare il terreno di fondazione come di classe D in assenza delle opere e come invece di classe C a seguito delle operazioni di precarica, con l'evidente vantaggio di ridurre il fattore di amplificazione di sito dell'azione sismica riferita a suolo rigido.

La preconsolidazione del livello L1 è stata riscontata oltre che dalle prove edometriche anche dall'analisi delle misure di cedimento durante la costruzione del campo prova ricavando una tensione di preconsolidazione che ragionevolmente può essere considerata pari a 80KPa.

In termini di permeabilità dei terreni allo stato naturale il valore che appare essere più conforme all'andamento cedimenti-tempo misurato è quello di $3{\cdot}10^{-8}$ m/s, valore molto prossimo a quello ricavato dalle prove di dissipazione e dall'analisi delle curve cedimento-tempo con metodi analitici semplificati.

Il rapporto tra moduli elastici in fase di ricarico e di primo carico è risultato essere compreso tra 15 e 20, in particolare si fa presente che tale rapporto è riferito all'intera stratigrafia e quindi è un valore medio, ovvero localmente per i vari livelli deposizionali il rapporto può essere superiore o inferiore al valore medio ricavato.
Dal punto di vista della resistenza alla liquefazione le prove triassiali cicliche eseguite dopo la precarica hanno evidenziato accumuli di sovrappressione neutra del tutto contenuti fino a 50 cicli di carico-scarico, considerando che il numero di cicli equivalente per un sisma nella zona di Vado Ligure è 6 tale risultato porta a concludere che non vi siano problemi di liquefazione del terreno di fondazione al di sotto delle opere.

15. CONCLUSIONI

Le domande e le questioni rimaste in sospeso durante le precedenti fasi di progettazione a cui il campo prova doveva dare risposta erano le seguenti:

1. la conferma della successione stratigrafica definita;
2. il campionamento degli strati limosi superficiali al fine di verificarne le caratteristiche fisiche e meccaniche;
3. misurare l'eventuale compenetrazione tra il materiale sversato ed i limi naturali;
4. verificare la stabilità delle opere, rilevato e precarica, durante le varie fasi costruttive;
5. misurare la compressibilità del terreno di fondazione attraverso la misura dei cedimenti sia durante la fase di carico che di scarico dopo la realizzazione della precarica, verificando così l'efficacia della precarica nel ridurre i cedimenti di ricompressione;
6. valutare la permeabilità a grande scala del terreno attraverso la misura del tempo di consolidazione al fine di programmare le future attività di precarica da effettuare sui cassoni nella zona a giorno.

A valle dei risultati ottenuti e commentati nel presente rapporto si possono dare le seguenti risposte:

1. la successione stratigrafica definita in fase di progetto definitivo è stata confermata da tutte le prove in sito eseguite, ovvero sondaggi e prove penetrometriche statiche. In particolare i primi 9 metri dal fondale naturale sono rappresentati da strati di limo sabbioso a bassa consistenza seguiti invece da uno strato di sabbia limosa a maggiore addensamento. Al di sotto della sabbia vi è lo strato di ghiaia.
2. i campionamenti eseguiti nell'ambito del campo prova si possono considerare effettivamente rappresentativi delle condizioni naturali dei terreni di fondazione. Tale affermazione deriva sia dalla buona congruenza dei risultati delle prove di laboratorio con le prove in sito che dall'analisi delle misure delle velocità delle onde di taglio misurate in cella triassiale e confrontate con quelle misurate in sito con cono sismico. In quest'ultimo caso, infatti, i valori di velocità misurati in laboratorio sono molto prossimi a quelli in sito e quindi il disturbo causato dal campionamento sui terreni testati è stato minimo o comunque non tale da portare a variazioni sensibili delle velocità delle onde di taglio. È, infatti, documentato

in letteratura come il confronto tra onde di taglio misurate in laboratorio e misurate in sito posano costituire un buon elemento per valutare l'eventuale disturbo da campionamento.

3. L'analisi delle cassette catalogatrici dei sondaggi eseguiti dalla quota +2.0 dopo la precarica ha permesso di stabilire come non vi sia stata compenetrazione tra bonifico e terreno naturale. Con il termine compenetrazione si intende la rottura del terreno di fondazione legata alle attività di sversamento e la conseguente compenetrazione tra i due materiali, versato e naturale. In questo caso le cassette hanno sempre mostrato una chiara interfaccia tra il materiale versato (di colore più chiaro) ed il terreno naturale (di colore più scuro) evidenziando l'assenza di compenetrazione nei termini prima descritti.
4. Durante tutte le fasi costruttive della pista di accesso e del rilevato su cui è stata eseguita la precarica non vi sono stati segni evidenti di instabilità. Tale circostanza è stata documentata con i rilievi multibeam (si vedano le tavole allegate al rapporto) nelle varie fasi costruttive che non hanno mai mostrato fenomeni di instabilità delle scarpate dei rilevati. Anche le misure di cedimento ed inclinometriche condotte durante le fasi di precarica non hanno riscontrato anomalie legate al possibile instaurarsi di fenomeni locali o globali di instabilità.
5. L'interpretazione delle curve carico-cedimento misurate durante le fasi di costruzione prima, e durante i cicli di carico-scarico della precarica poi, ha permesso di valutare gli effetti del maggiore addensamento dei terreni di fondazione ad opera delle attività di precarica. Con particolare riferimento alla compressibilità del terreno si è valutato un rapporto tra moduli elastici medi, riferiti all'intera stratigrafia, variabile tra 15 e 20 con una conseguente riduzione di 1/15 – 1/20 del cedimento di primo carico in condizioni di ricarico. Tale riduzione è in linea con quanto già riportato nel Progetto Definitivo.
6. I tempi di consolidazione si sono rivelatati rapidi ed in linea con la natura del materiale, ovvero un limo sabbioso.

   Le analisi hanno messo bene in evidenza la dipendenza del tempo di consolidazione misurato con il tempo che si è impiegato per raggiungere il valore massimo del carico. Considerando tempi brevi nel raggiungere il carico di precarica (qualche giorno), situazione prossima a quella che sarà la realtà del cantiere, il tempo perché avvenga la totale consolidazione dei terreni è dell'ordine dei 25-30 giorni. La permanenza del carico di precarica per tale periodo di tempo garantirà

di avere la totale ricompressione dei terreni di fondazione nelle successive fasi di esercizio della Piattaforma.

APPENDICE A – PROVE DI LABORATORIO PRIMA DELLA PRECARICA – INVULUPPI A ROTTURA DALLE PROVE TRIASSIALI

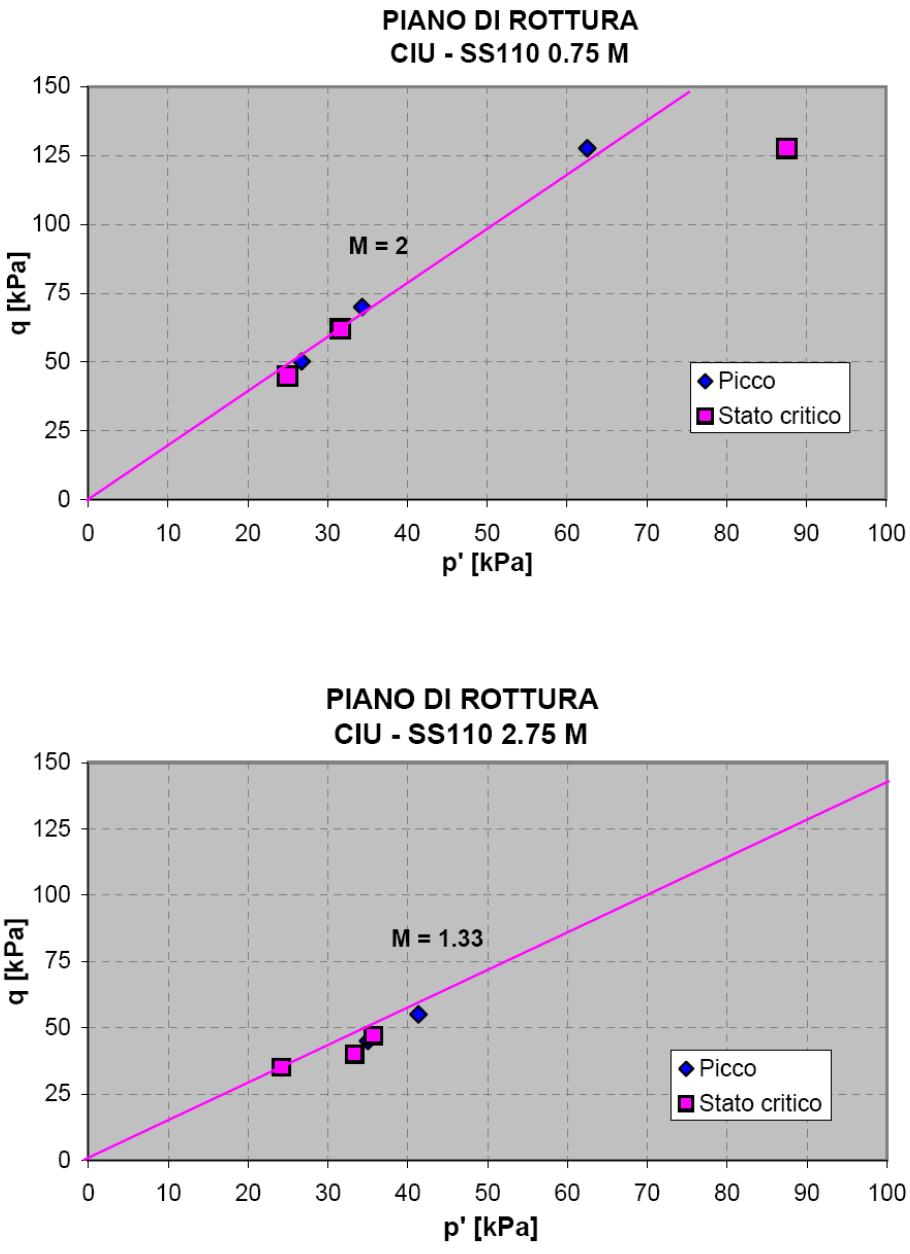
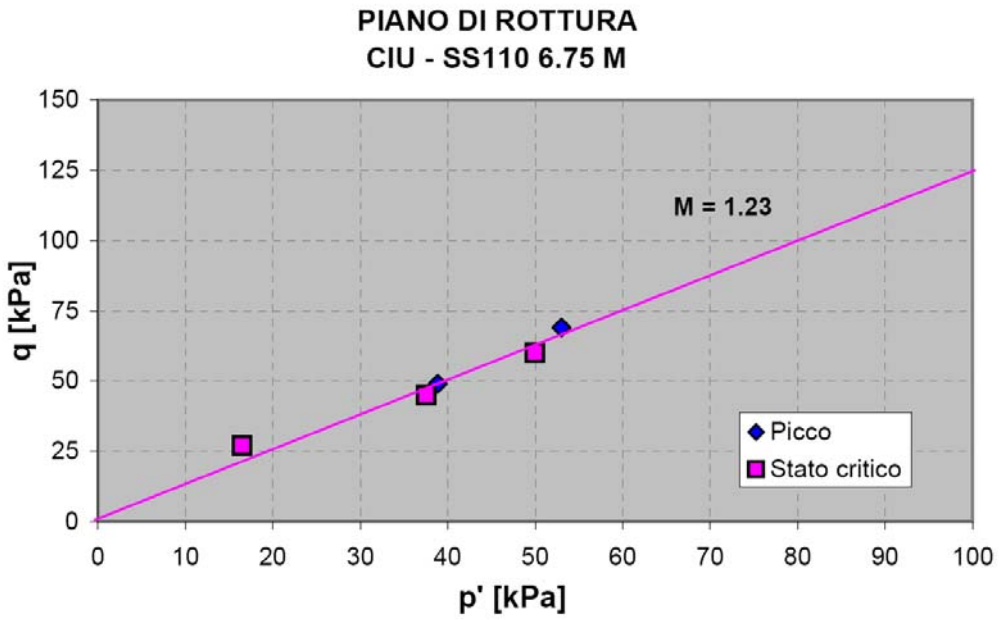


FIG. A. 1 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA SS110 0.75 E 2.75 M



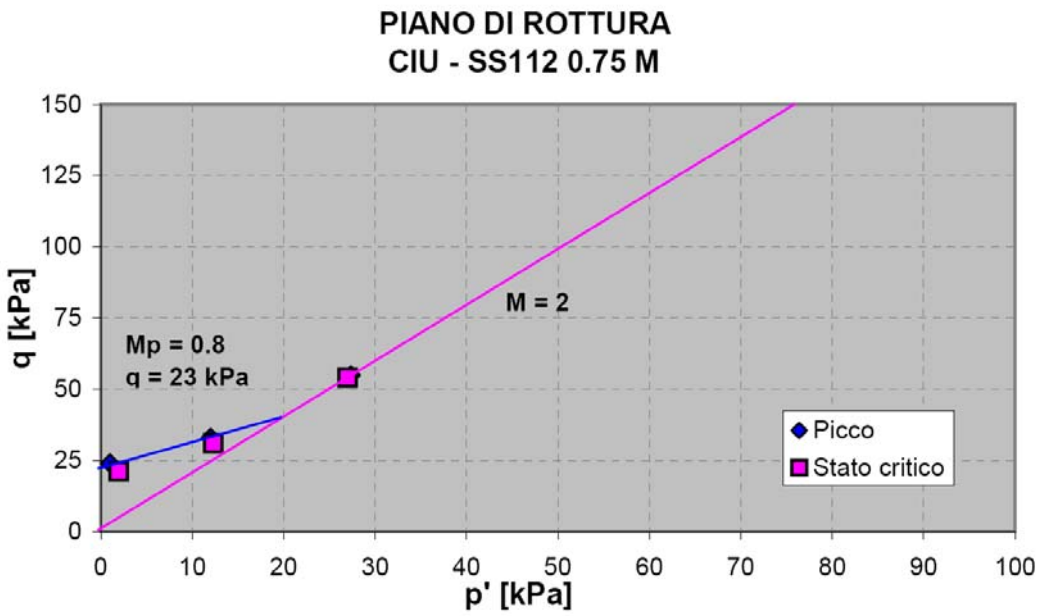


FIG. A. 2 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA SS110 6.75 E SS112 0.75 M

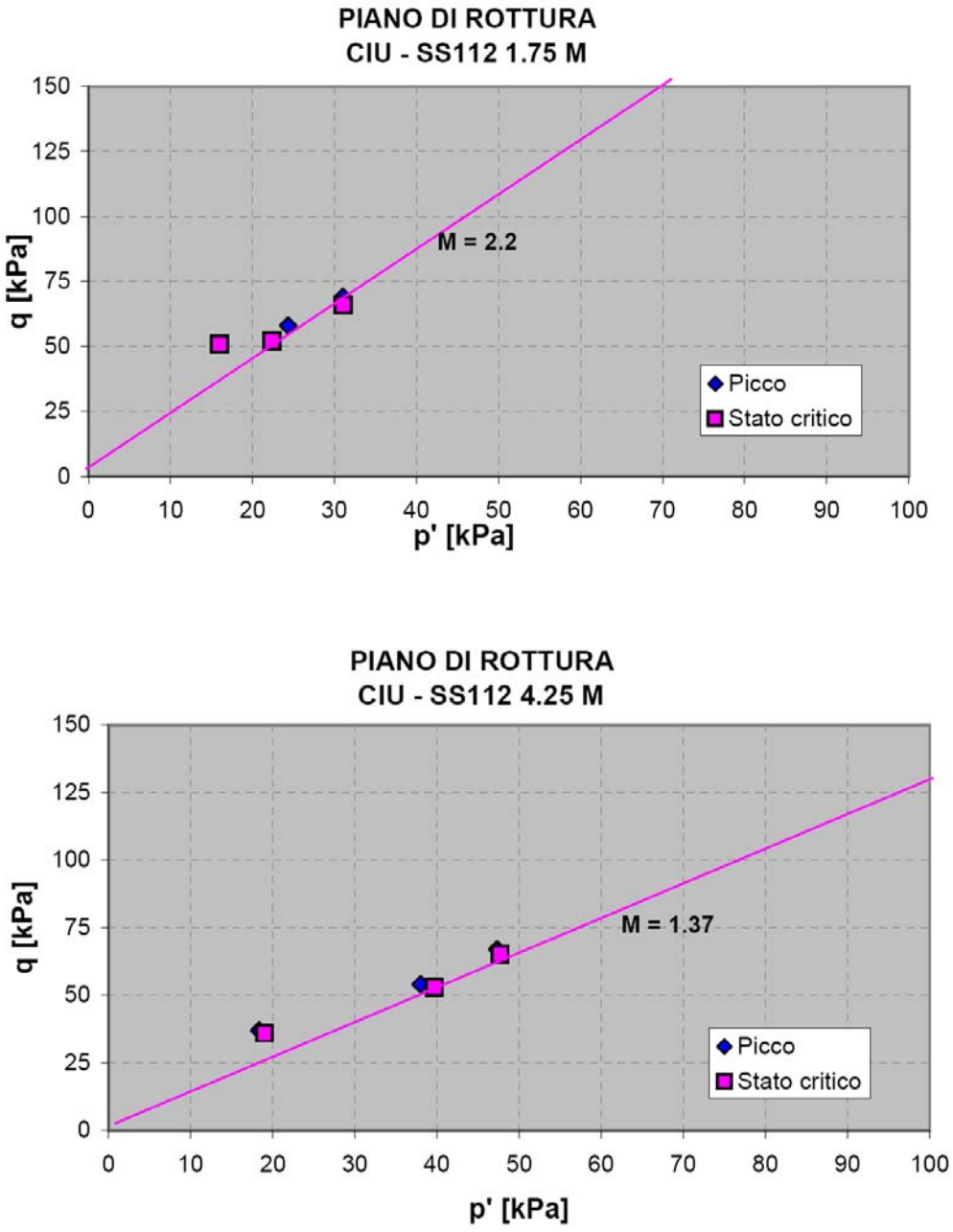


FIG. A. 3 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA SS112 1.75 E 4.25 M

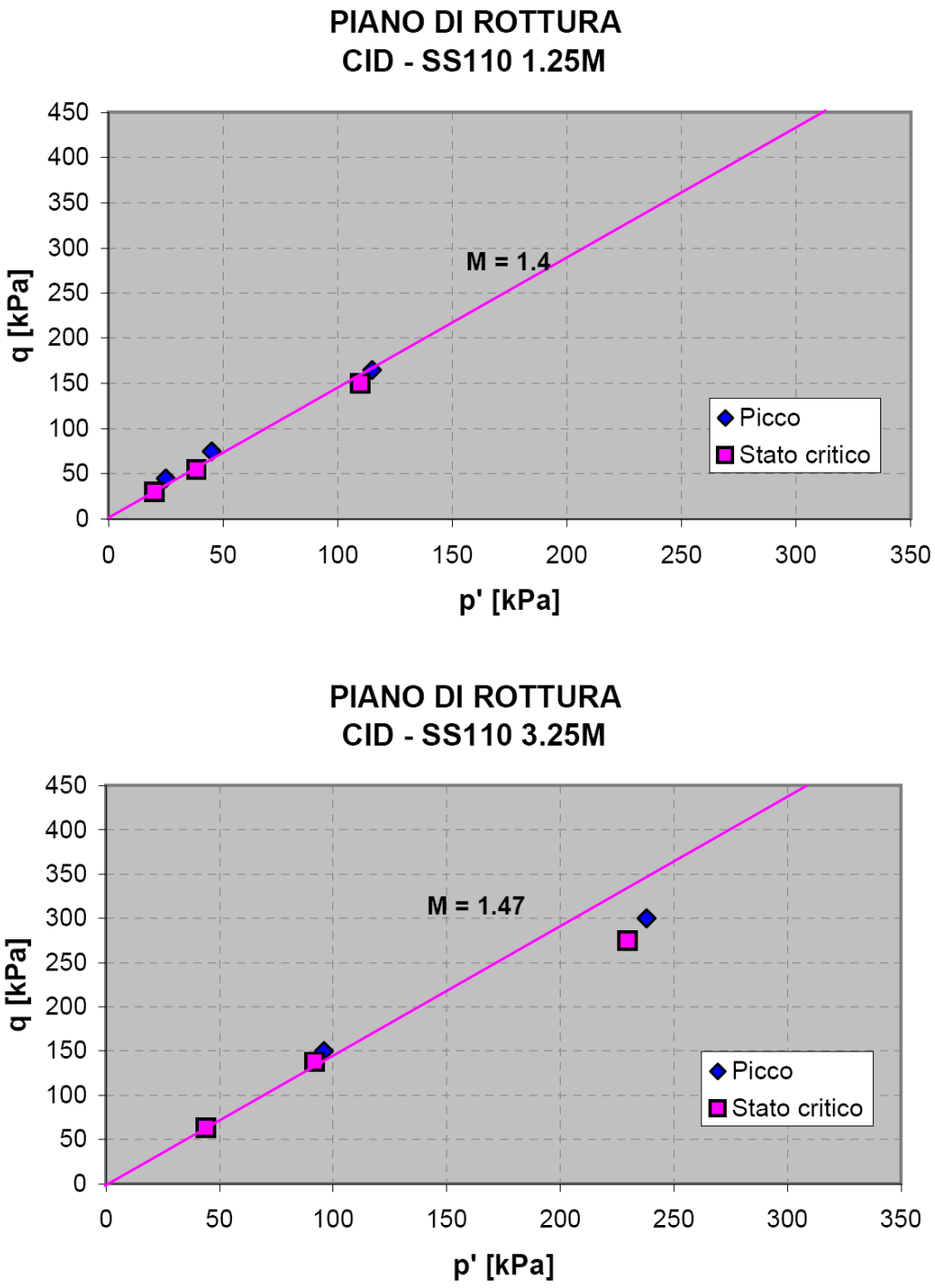
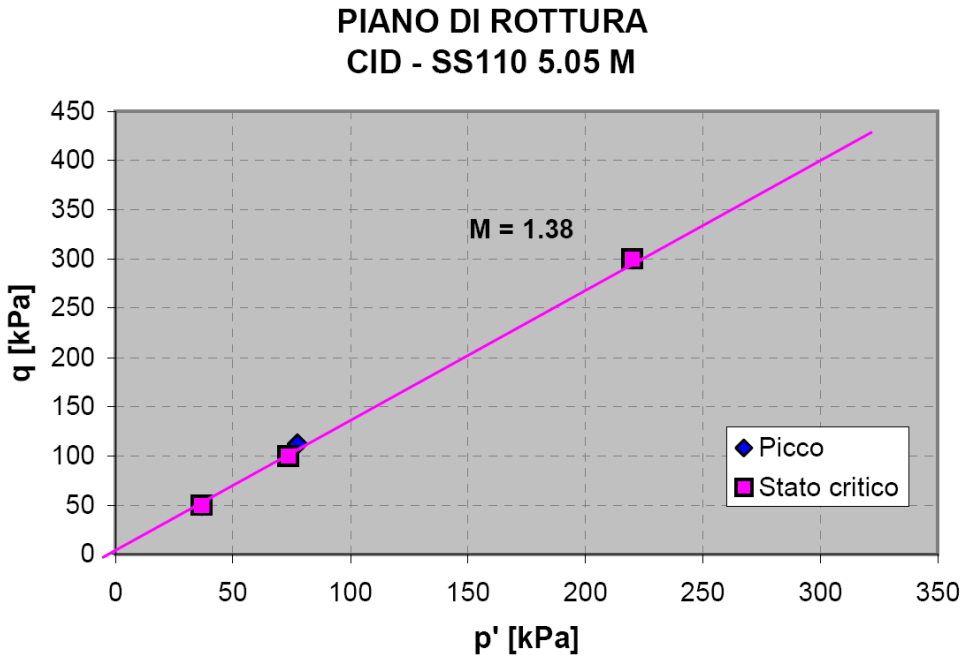


FIG. A. 4 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA SS110 1.25 E 3.25 M



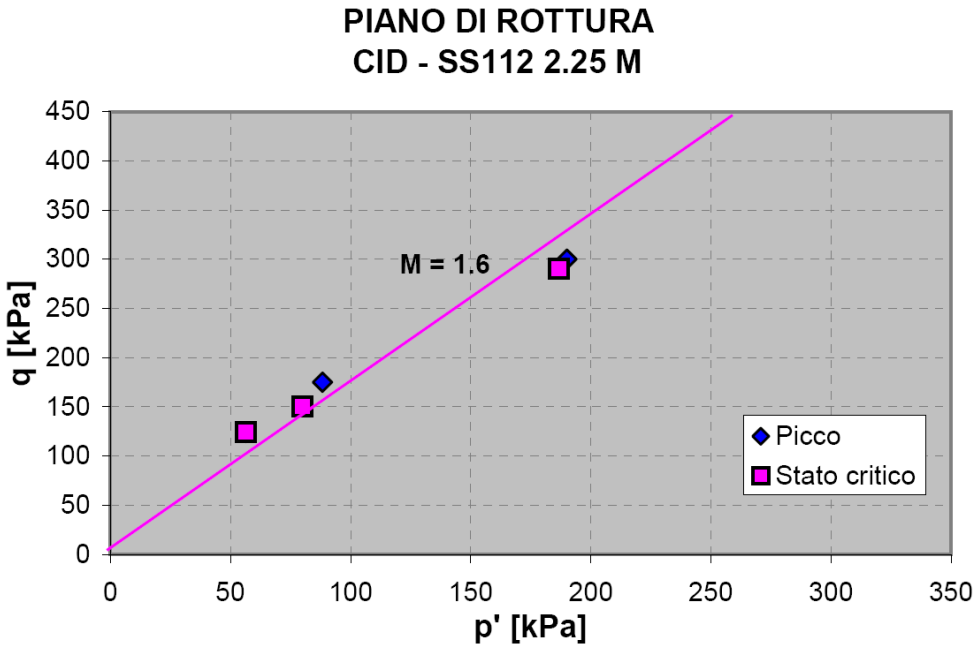
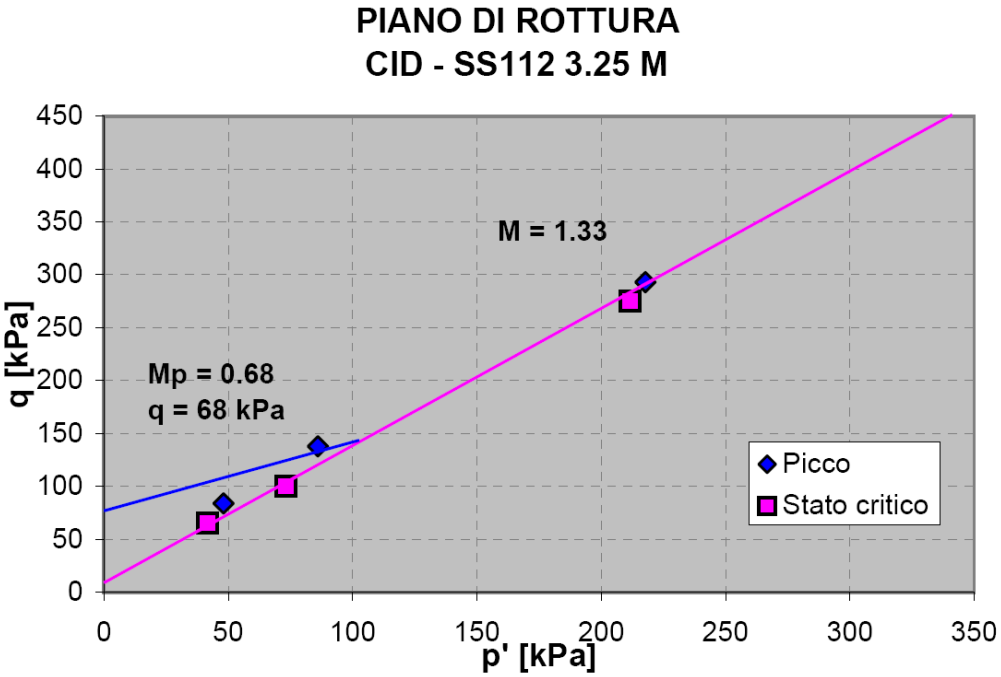


FIG. A. 5 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA SS110 5.05 E SS112 2.25 M



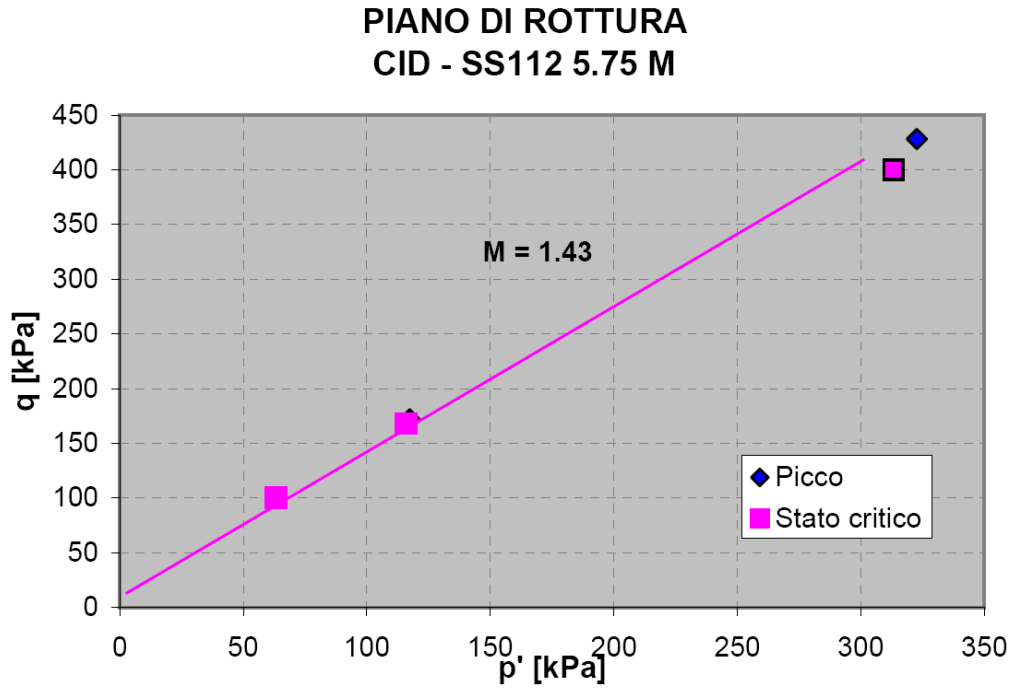
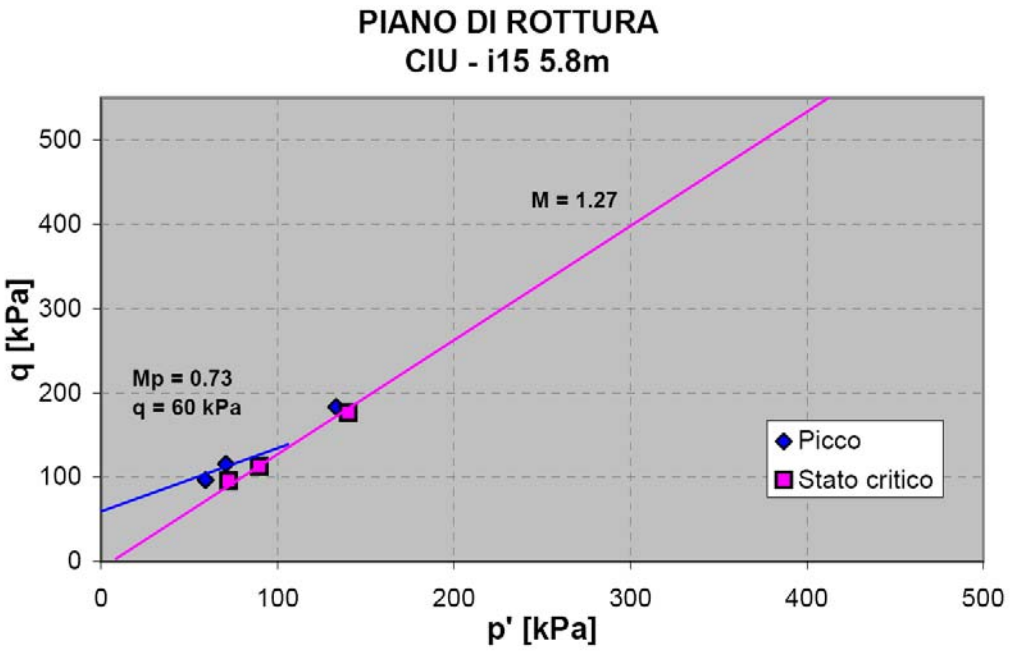


FIG. A. 6 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA SS112 3.25 E 5.75 M



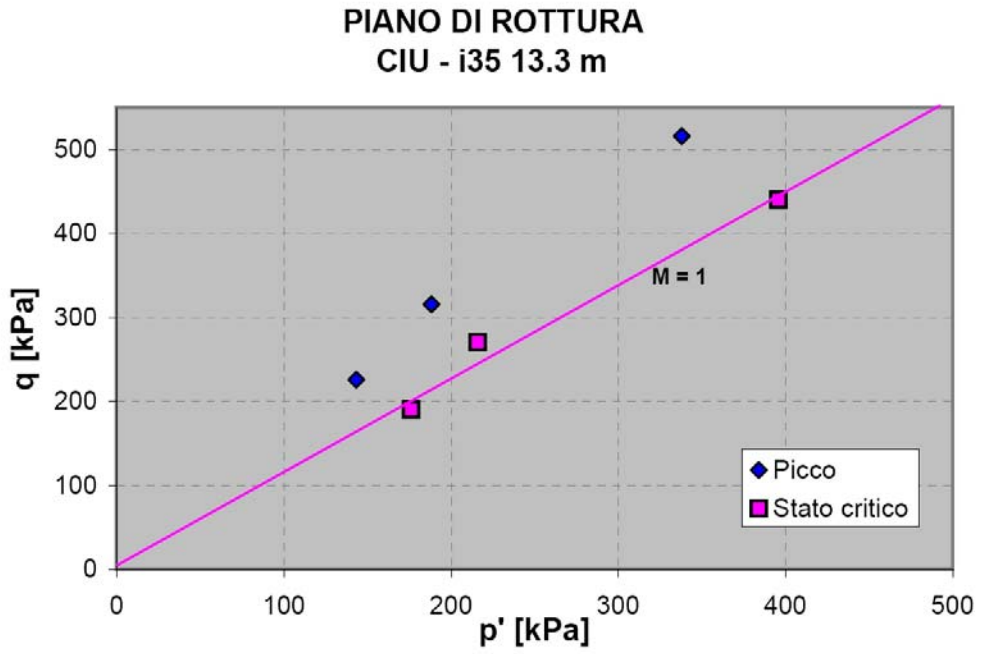


FIG. A. 7 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA I15 5.8 M E I/35 13.3 M

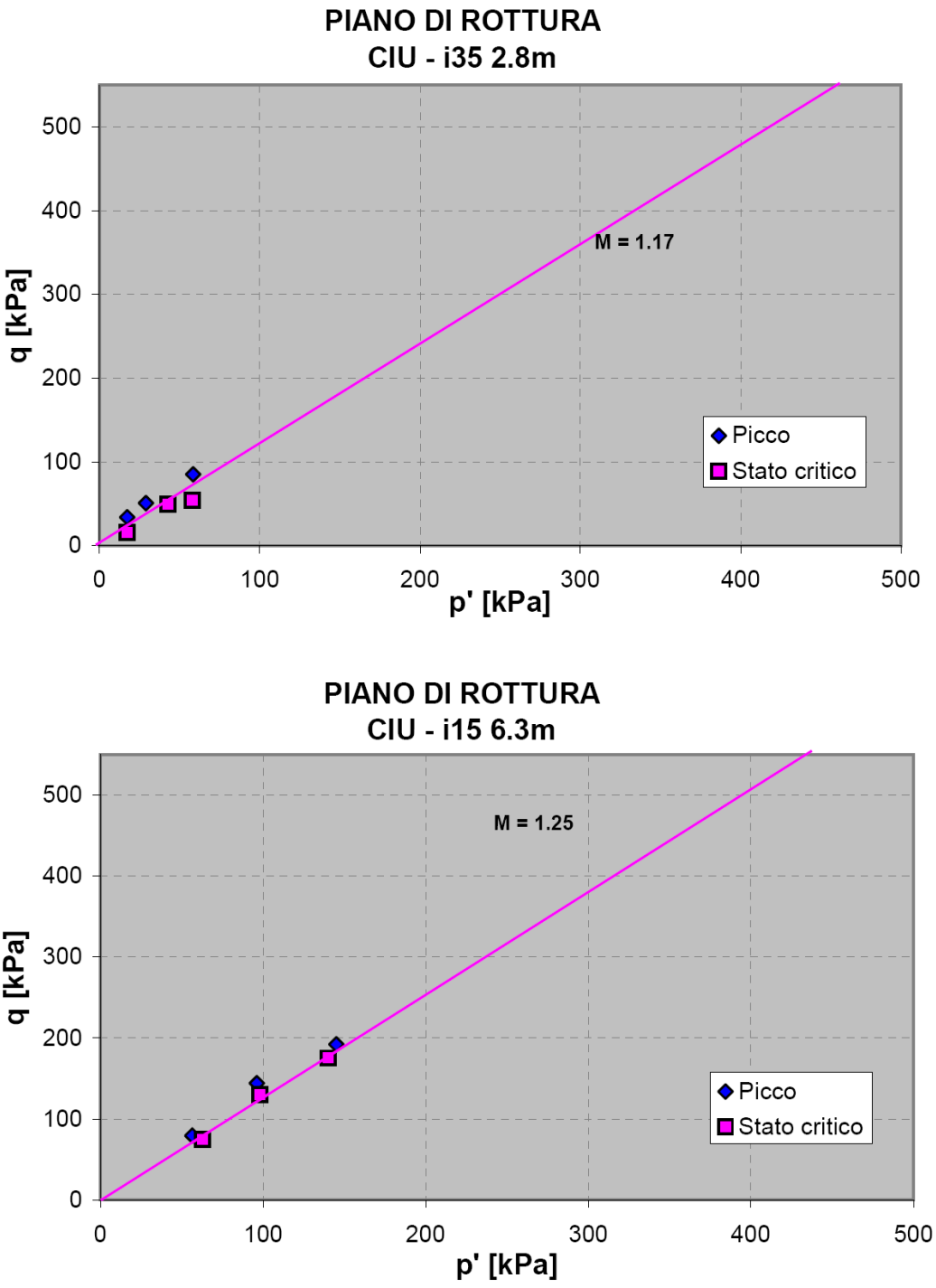
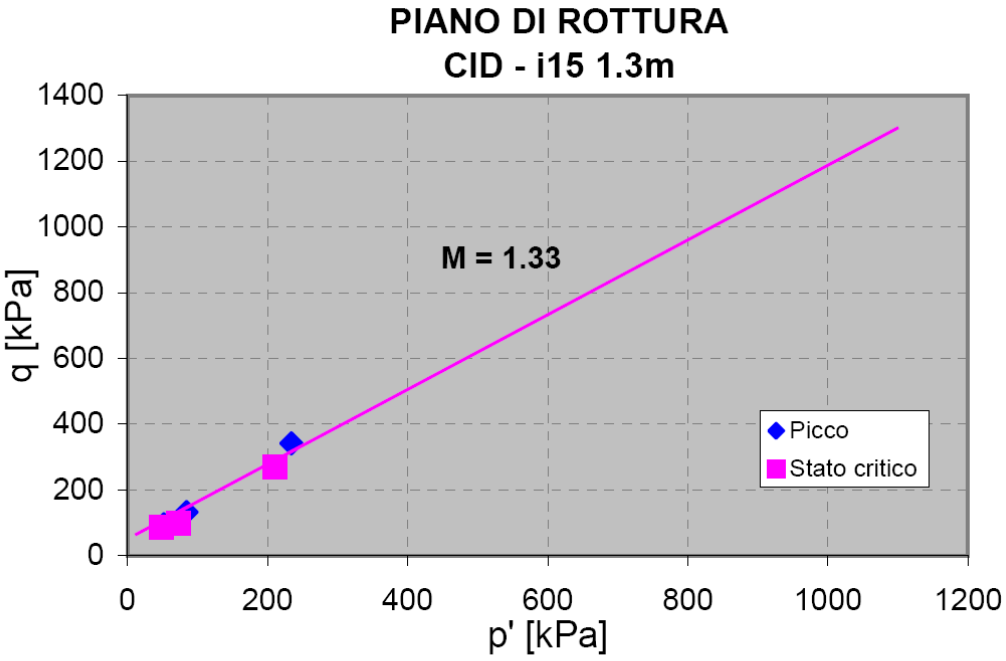


FIG. A. 8 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA I35 2.8 M E I15 6.3 M



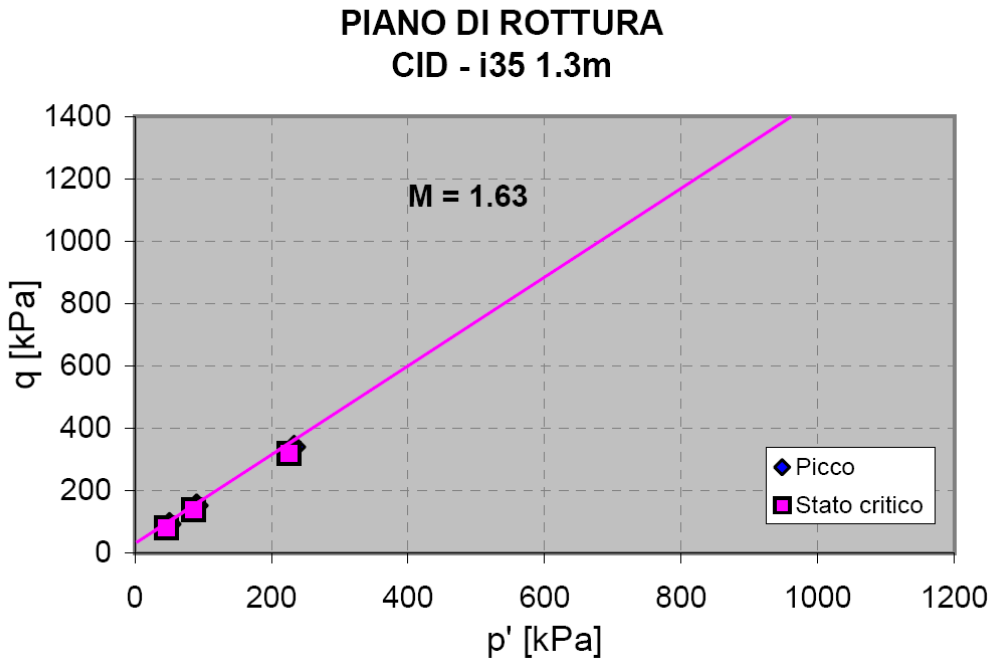


FIG. A. 9 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA I15 1.3 M E I35 1.3M

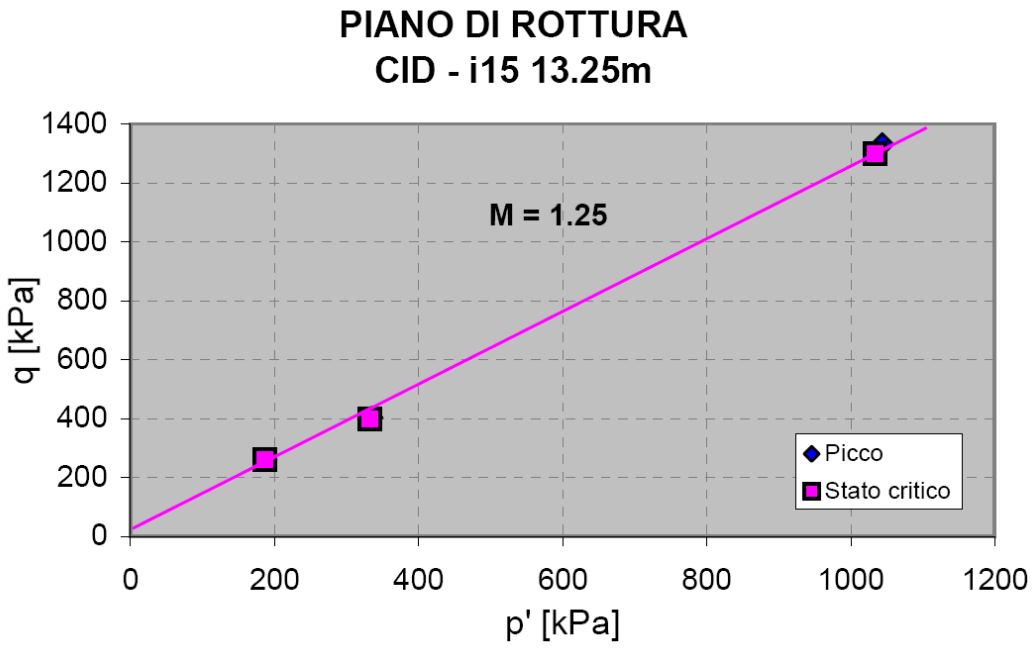


FIG. A. 10 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA I15 13.25 M

APPENDICE B – PROVE DI LABORATORIO DOPO LA PRECARICA – INVULUPPI A ROTTURA RICAVATI DALLE PROVE TRIASSIALI

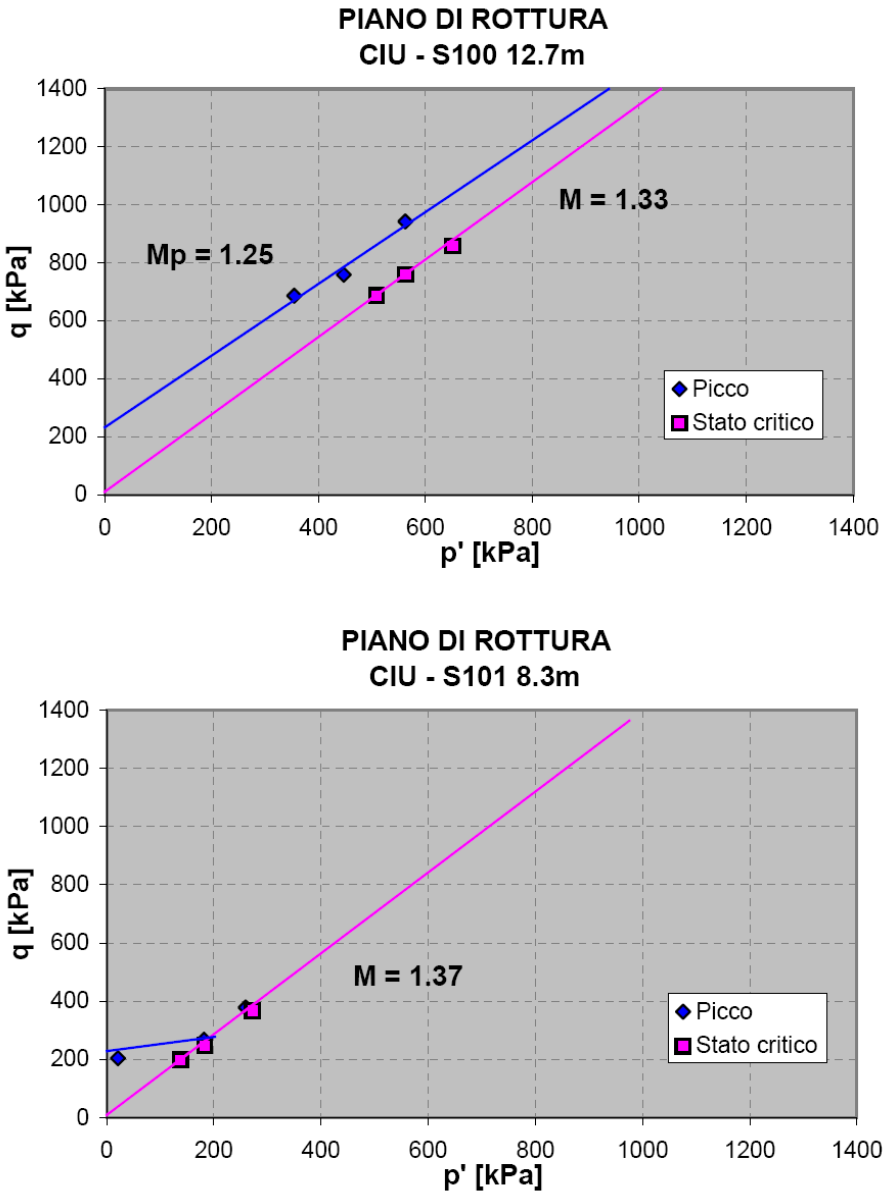


FIG. B. 1 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA CIU S100 12.7M S101 8.3M

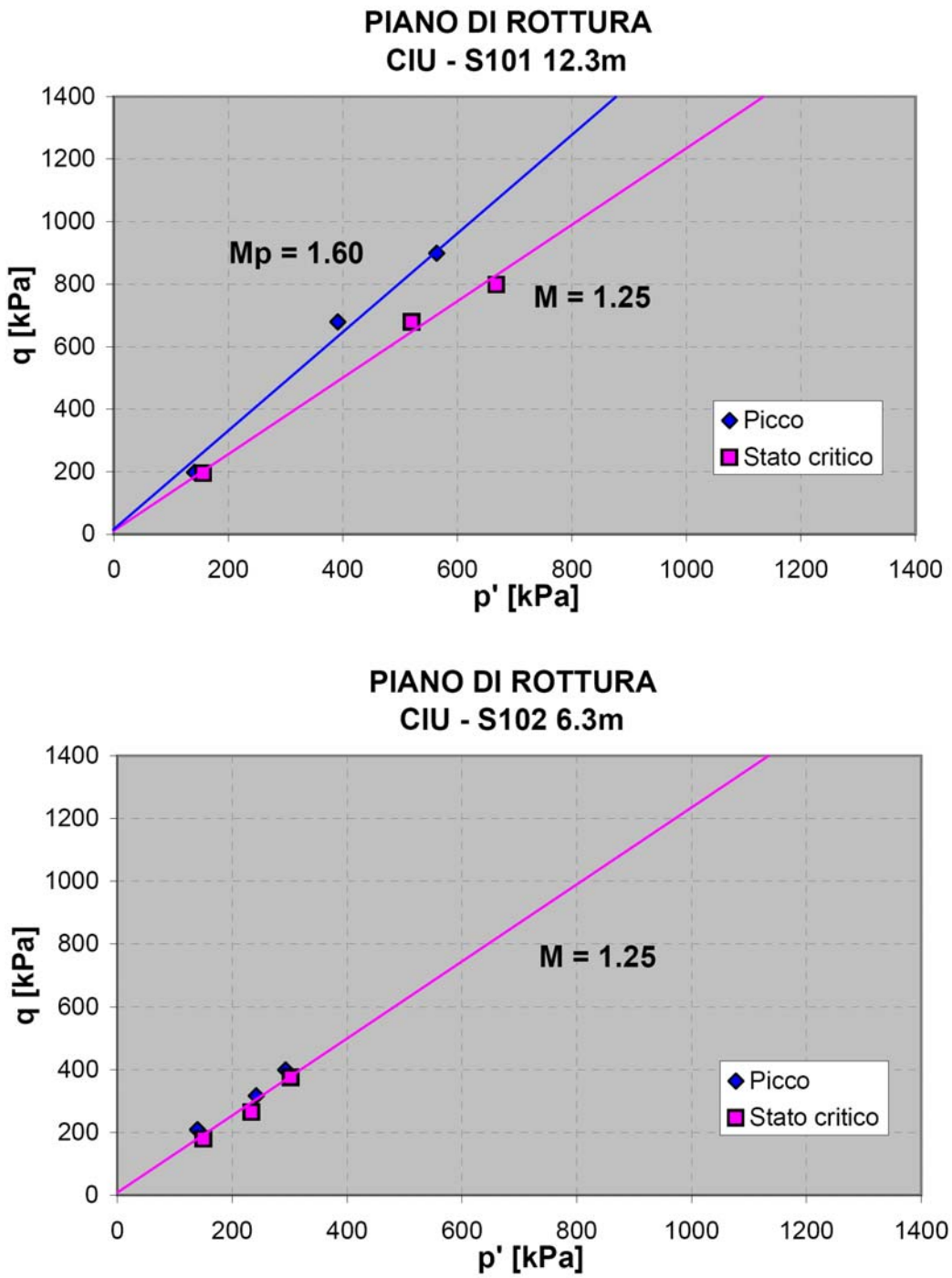


FIG. B. 2 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA CIU S101 12.3M S102 6.3M

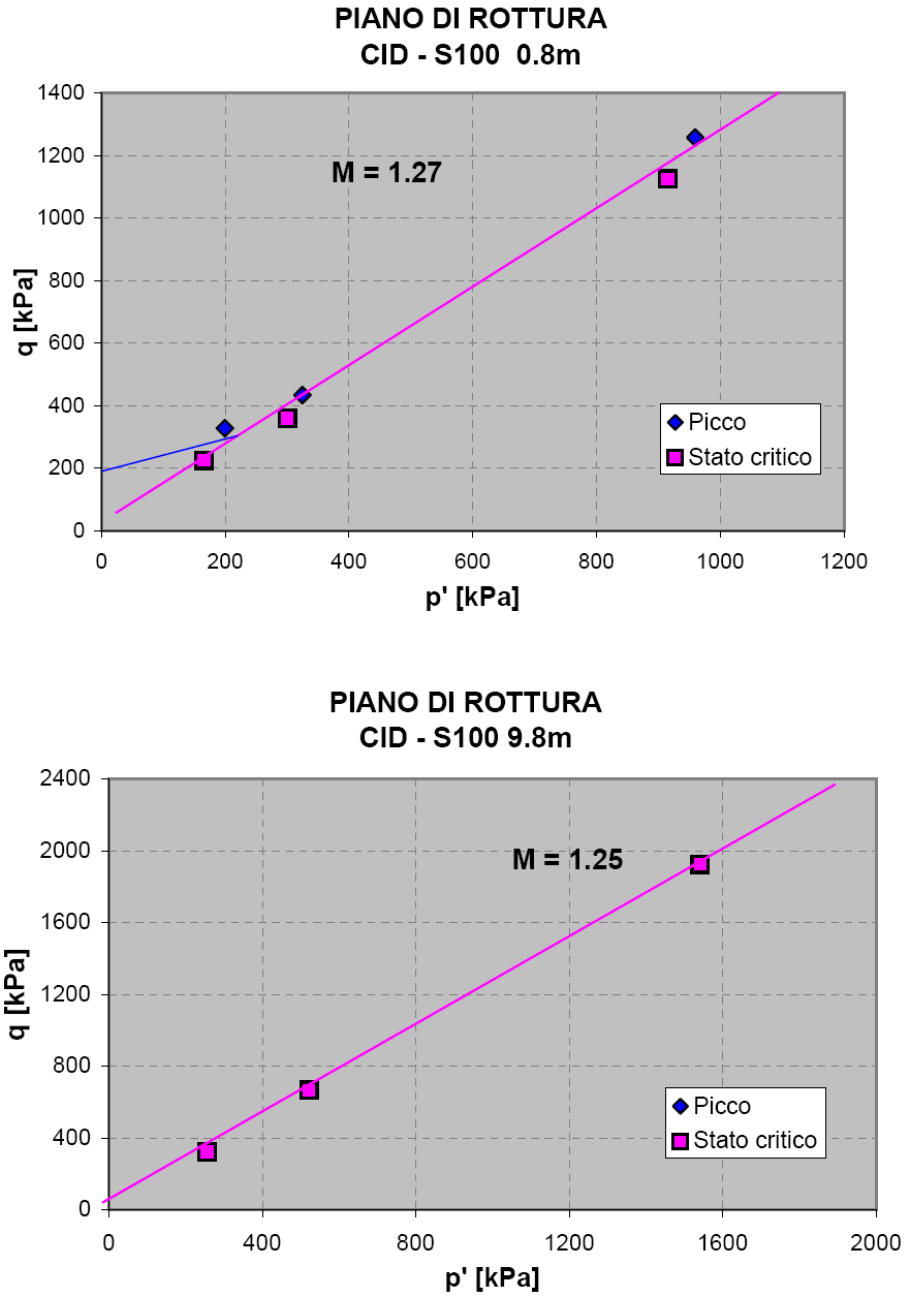


FIG. B. 3 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA CID S100 0.8M S100 9.8M

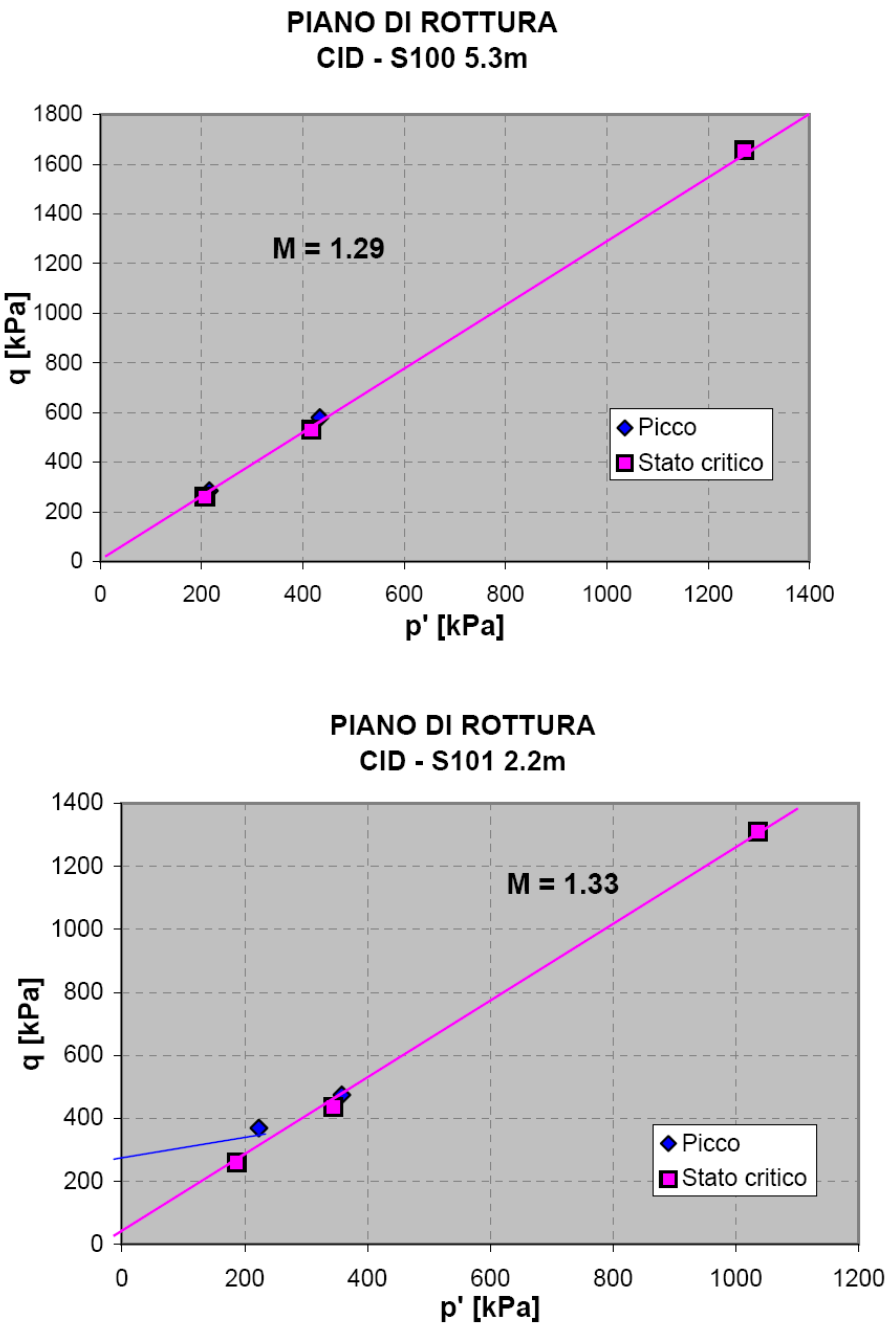


FIG. B. 4 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA CID S100 5.3M S101 2.2M

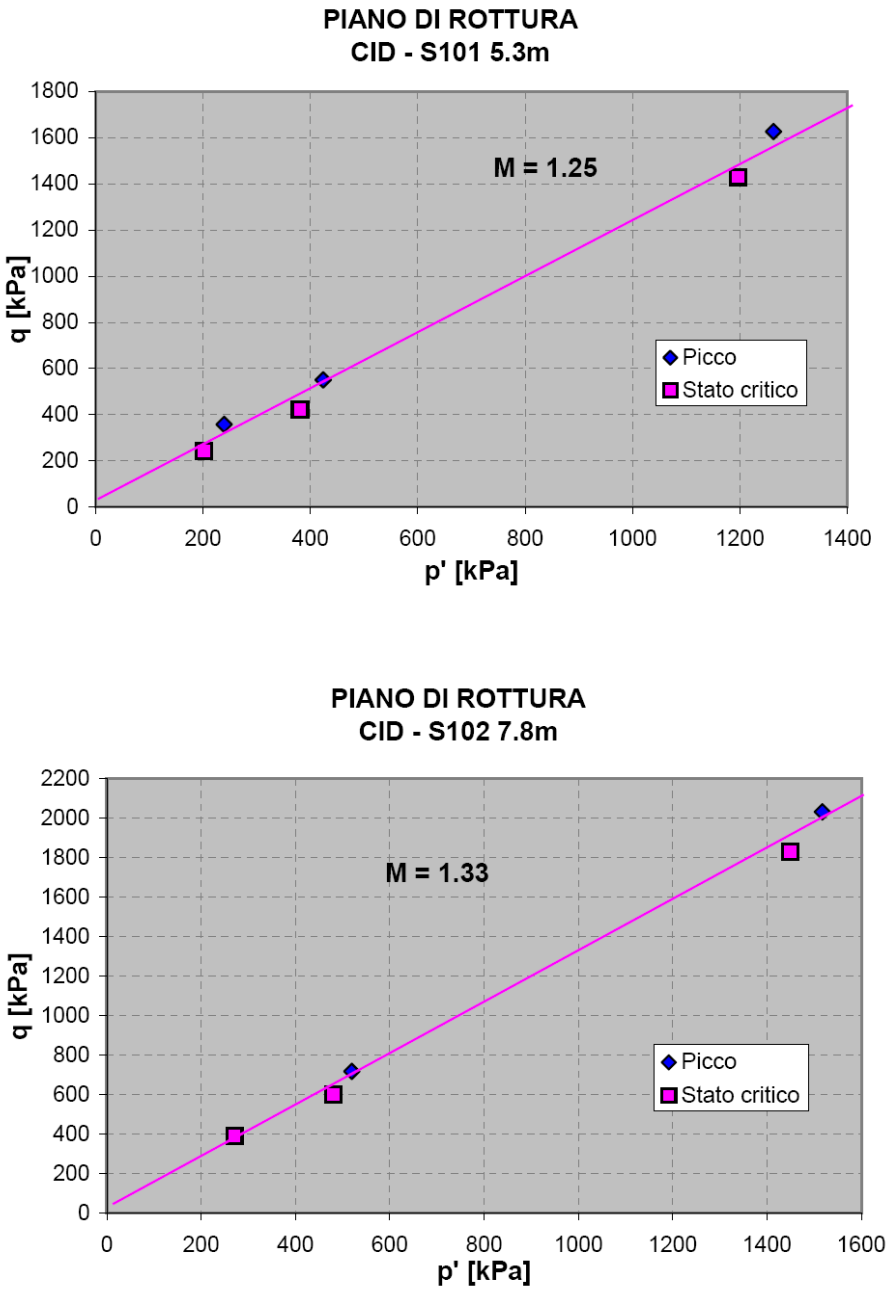
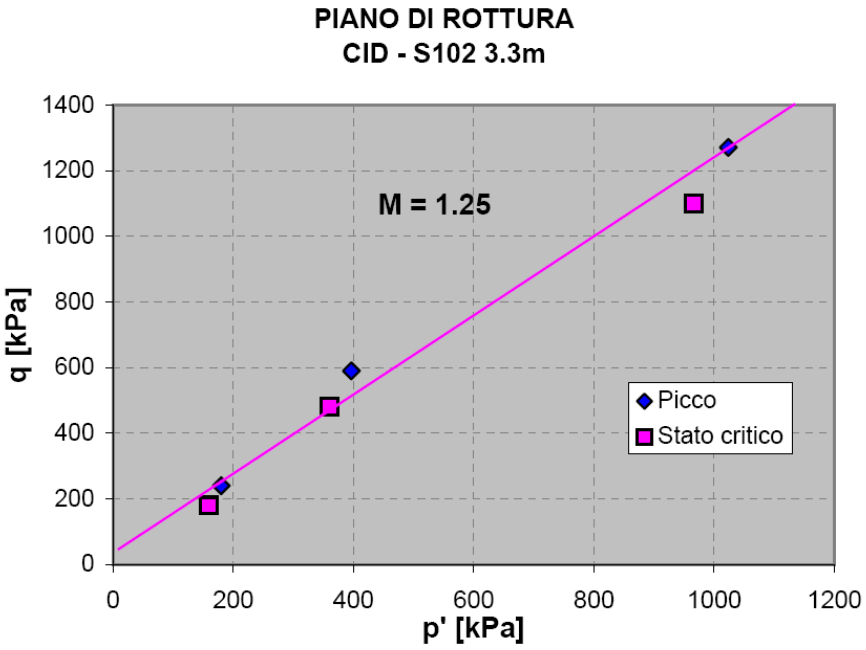


FIG. B. 5 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA CID S101 5.3M S102 7.8M



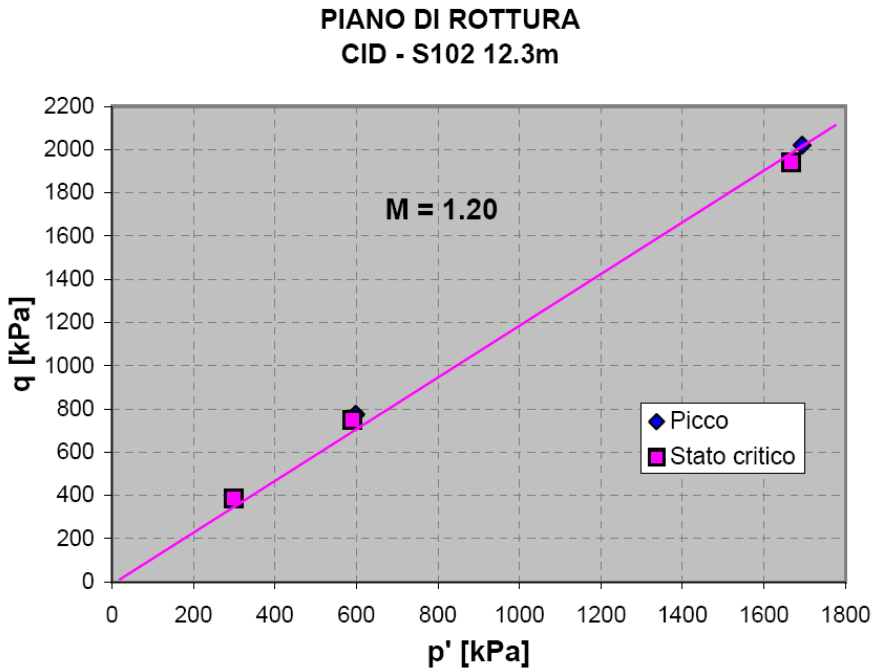


FIG. B. 6 – VADO LIGURE – CAMPO PROVA AREA RILEVATO – PROVE TRIASSIALI – INVILUPPO A ROTTURA CID S102 3.3M S102 12.3M